

高校土木工程学科  
专业指导委员会规划推荐教材

# 建筑结构抗震设计

李国强 李 杰 苏小卒 编著

2.1-43



中国建筑工业出版社

CHINA ARCHITECTURE & BUILDING PRESS

# 高校土木工程学科专业指导委员会规划推荐教材

封面设计：冯彝诤

ISBN 7-112-04844-3



9 787112 048441 >

(10323) 定价：29.30 元



高校土木工程学科专业指导委员会规划推荐教材  
上海普通高校“九五”重点教材

# 建筑结构抗震设计

世界银行贷款资助项目

上海市教育委员会组编

李国强 李 杰 苏小卒 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

建筑结构抗震设计/李国强等编著. —北京: 中国建筑工业出版社, 2002

高校土木工程学科专业指导委员会规划推荐教材

ISBN 7-112-04844-3

I. 建… II. 李… III. 建筑结构-抗震设计-高等学校-教材 IV. TU352.104

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2002) 第 038623 号

建筑结构抗震设计是土木工程专业的一门重要课程。新版《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) 从 2002 年 1 月 1 日开始实施, 本教材是根据新规范以及国家教育部大学本科新专业目录规定的土木工程专业培养要求编写的。全书分为八章: 分别为绪论——地震知识、抗震原则; 场地与基础抗震; 地震反应分析与抗震计算; 多层砌体结构抗震设计; 多高层钢筋混凝土结构抗震设计; 单层厂房抗震设计; 隔震与减震设计; 每章还有例题、习题和思考题。

本书可作为土木工程专业课教材, 也可供从事各类工程结构设计与施工的工程技术人员参考。

\* \* \*

责任编辑: 朱首明 张 晶

高校土木工程学科专业指导委员会规划推荐教材

上海普通高校“九五”重点教材

建筑结构抗震设计

世界银行贷款资助项目

上海市教育委员会组编

李国强 李 杰 苏小卒 编著

\*

中国建筑工业出版社出版 (北京西郊百万庄)

新华书店总店科技发行所发行

世界知识出版社印刷厂印刷

\*

开本: 787×960 毫米 1/16 印张: 18 1/2 字数: 369 千字

2002 年 8 月第一版 2002 年 8 月第一次印刷

印数: 1—4000 册 定价: 29.30 元

ISBN 7-112-04844-3

TU·4321 (10323)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

本社网址: <http://www.china-abp.com.cn>

网上书店: <http://www.china-building.com.cn>



## 前 言

新版《建筑抗震设计规范》(GBJ50011—2001)从2002年1月1日起开始实施。此次抗震规范的修订,调查总结了近年来国内外大地震的经验教训,考虑了我国当前的经济条件和已有的工程实践,采纳了地震工程的新科研成果。重要的修订内容有:调整了建筑的抗震设防分类;提出了按设计基本地震加速度进行抗震设计的要求;将原规范的设计近震、远震改为设计特征周期分区;增补了不规则建筑结构的概念设计和楼层地震剪力控制的要求;增加了有关发震断裂、桩基、混凝土筒体结构、钢结构房屋和房屋隔震与减震的内容。为配合新规范的颁布执行和适应建筑抗震设计思想与方法的不断发展,我们结合多年在地震工程与工程抗震方面的教学与科研实践,按新规范编写了本教材。

本教材共分八章,分别介绍了地震有关知识、抗震设计原则与要求、场地分类与基础抗震、地震作用与结构地震反应分析、砌体结构、多高层钢筋混凝土结构、多高层钢结构和单层厂房结构抗震设计以及隔震与减震设计。为便于学生理解与学习,各章均配有例题及习题与思考题。本书第1、2、4、8章由李杰执笔,第5、7章由苏小卒执笔,第3、6章由李国强执笔,全书由李国强负责统稿,由北京工业大学曹万林教授主审。

本教材早在1997年就被上海市教育委员会列为上海市普通高校“九五”重点教材建设计划,我们对上海市教委给予的支持与资助表示衷心的感谢。另外,研究生赵欣、李明菲、丁军帮助整理了本书的部分手稿,我们对他们为本书所花费的精力表示谢意。由于我们水平有限,书中不当或错误之处,敬请读者批评指正。

作者

2002年5月

# 目 录

第 1 章 绪论 .....	1
§ 1.1 地震与地震动 .....	1
§ 1.2 地震震级与地震烈度 .....	4
§ 1.3 地震灾害概说 .....	6
§ 1.4 工程抗震设防 .....	8
§ 1.5 抗震设计的总体要求 .....	11
习题 .....	14
第 2 章 场地与地基 .....	15
§ 2.1 场地划分与场地区划 .....	15
§ 2.2 地基抗震验算 .....	18
§ 2.3 地基土液化及其防治 .....	20
习题 .....	25
第 3 章 结构地震反应分析与抗震计算 .....	27
§ 3.1 概述 .....	27
§ 3.2 单自由度体系的弹性地震反应分析 .....	29
§ 3.3 单自由度体系的水平地震作用与反应谱 .....	35
§ 3.4 多自由度弹性体系的地震反应分析 .....	42
§ 3.5 多自由度弹性体系的最大地震反应与水平地震作用 .....	50
§ 3.6 竖向地震作用 .....	64
§ 3.7 结构平扭耦合地震反应与双向水平地震影响 .....	65
§ 3.8 结构非弹性地震反应分析 .....	72
§ 3.9 结构抗震验算 .....	86
习题 .....	92
第 4 章 多层砌体结构抗震设计 .....	95
§ 4.1 多层砌体结构的震害特点 .....	95
§ 4.2 多层砌体结构选型与布置 .....	97
§ 4.3 多层砌体结构的抗震计算 .....	99
§ 4.4 多层砌体结构抗震构造措施 .....	109
§ 4.5 底部框架砌体房屋抗震设计 .....	114
习题 .....	118
第 5 章 多高层建筑钢筋混凝土结构抗震设计 .....	120
§ 5.1 多高层钢筋混凝土结构的震害及其分析 .....	120
§ 5.2 选型、结构布置和设计原则 .....	128

§ 5.3 钢筋混凝土框架结构的抗震设计 .....	133
§ 5.4* 抗震墙结构的抗震设计 .....	149
§ 5.5 框架-抗震墙结构的抗震设计 .....	158
§ 5.6 高强混凝土结构的抗震设计要求 .....	167
§ 5.7 例题 .....	168
习题 .....	180
附表 .....	181
第 6 章 多高层建筑钢结构抗震设计 .....	186
§ 6.1 多高层钢结构的主要震害特征 .....	186
§ 6.2 多高层钢结构的选型与结构布置 .....	190
§ 6.3 多高层钢结构的抗震计算要求 .....	194
§ 6.4 多高层钢结构抗震构造要求 .....	197
习题 .....	203
第 7 章 单层厂房抗震设计 .....	204
§ 7.1 震害分析 .....	204
§ 7.2 抗震设计 .....	206
§ 7.3 抗震构造措施和连接的计算要求 .....	239
§ 7.4 计算实例 .....	246
习题 .....	268
第 8 章 隔震、减震与结构控制初步 .....	270
§ 8.1 结构抗震设计思想的演化与发展 .....	270
§ 8.2 隔震原理与方法 .....	271
§ 8.3 减震原理与方法 .....	276
§ 8.4 结构主动控制初步 .....	281
习题 .....	283
附录 A 中国地震烈度表 (1980) .....	284
附录 B 我国主要城市和地区的抗震设防烈度与地震分组 .....	286
参考文献 .....	288

# 第1章 绪 论

## § 1.1 地震与地震动

地震是一种自然现象。据统计,地球每年平均发生 500 万次左右的地震,其中,5 级以上的强烈地震约 1000 次左右。如果强烈地震发生在人类聚居区,就会造成地震灾害。为了抗御与减轻地震灾害,有必要进行建筑工程结构的抗震分析与抗震设计。

### 1.1.1 地震类型与成因

地震可以划分为诱发地震和天然地震两大类。

诱发地震主要是由于人工爆破、矿山开采及工程活动(如兴建水库)所引发的地震,诱发地震一般都不太强烈,仅有个别情况(如水库地震)会造成严重的地震灾害。

天然地震主要有构造地震与火山地震。后者由火山爆发所引起,前者由地壳构造运动所产生。比较而言,构造地震发生次数多(占地震发生总数约 90%)、影响范围广,是地震工程的主要研究对象。

对于构造地震,可以从宏观背景和局部机制两个层次上解释其具体成因。从宏观背景上考察,地球内部由三个圈层构成:地壳、地幔与地核。通常认为:地球最外层是由一些巨大的板块组成(图 1-1),板块向下延伸的深度大约为 70 ~ 100km。由于地幔物质的对流,这些板块一直在缓慢地相互运动着。板块的构造运动,是构造地震产生的根本原因。从局部机制上分析,地球板块在运动过程中,板块之间的相互作用力会使地壳中的岩层发生变形(图 1-2b)。当这种变形积聚到超过岩石所能承受的程度时,该处岩体就会发生突然断裂或错动(图 1-2c),从而引起地震。

地球内部断层错动并引起周围介质振动的部位称为震源。震源正上方的地面位置叫震中。地面某处至震中的水平距离叫做震中距。

### 1.1.2 地 震 波

地震时,地下岩体断裂、错动产生振动,并以波的形式从震源向外传播,这就是地震波;其中,在地球内部传播的波称为体波,沿地球表面传播的波叫做面波。



图 1-1 板块分布图

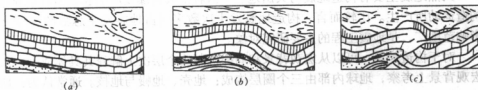


图 1-2 岩层的变形与破裂

(a) 岩层的原始状态; (b) 受力发生弯曲; (c) 岩层破裂发生断裂

体波有纵波和横波两种形式。纵波是由震源向外传递的压缩波,其介质质点的运动方向与波的前进方向一致(图 1-3a)。纵波一般周期较短、振幅较小,在地面引起上下颠簸运动。横波是由震源向外传递的剪切波,其质点的运动方向与波的前进方向相垂直(图 1-3b)。横波一般周期较长,振幅较大,引起地面水平方向的运动。

面波主要有瑞雷波和乐夫波两种形式。瑞雷波传播时,质点在波的前进方向与地表法向组成的平面内作逆向的椭圆运动(图 1-4a)。这种运动形式被认为是形成地面晃动的主要原因。乐夫波传播时,质点在与波的前进方向垂直的水平方向运动(图 1-4b),在地面上表现为蛇形运动。面波周期长,振幅大。由于面波比体波衰减慢,故能传播到很远的地方。

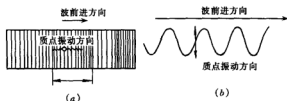


图 1-3 体波质点振动形式

(a) 压缩波; (b) 剪切波

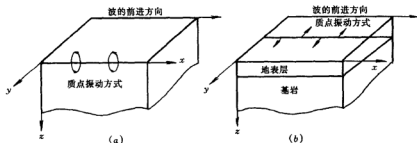


图 1-4 面波质点振动方式

(a) 瑞雷波质点振动; (b) 乐夫波质点振动

地震波的传播速度,以纵波最快、横波次之,面波最慢。所以,在地震发生的中心地区人们的感受是,先上下颠簸,后左右摇晃。当横波或面波到达时,地面振动最为猛烈,产生的破坏作用也大。在离震中较远的地方,由于地震波在传播过程中逐渐衰减,地面振动减弱,破坏作用也逐渐减轻。

### 1.1.3 地震动

由地震波传播所引发的地面振动,通常称为地震动。其中,在震中区附近的地震动称为近场地震动。人们一般通过记录地面运动的加速度来了解地震动的特征。对加速度记录进行积分,可以得到地面运动的速度与位移(图 1-5)。一般说来,一点处的地震动在空间具有六个方向的分量。

从前面对于地震波的介绍可知,地面上任一点的振动过程实际上包括各种类型地震波的综合作用。因此,地震动记录的最明显表征是其不规则性。但是,详细分析后可知,可以采用有限的几个要素来反映不规则的地震波。例如,通过最大振幅,可以定量反映地震动的强度特性;通过对地震记录的频谱分析,可以揭示地震动的周期分布特征;通过对强震持续时间的定义和测量,可以考察地震动循环作用程度的强弱。地震动的峰值(最大振幅)、频谱和持续时间,通常称为地震动的三要素。工程结构的地震破坏,与地震动三要素密切相关。

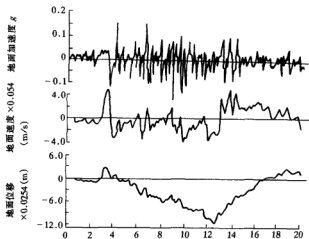


图 1-5 地面运动的加速度、速度、位移

## § 1.2 地震震级与地震烈度

### 1.2.1 地震震级

地震震级是表示地震本身大小的一种度量。其数值是根据地震仪记录到的地震波图确定的。根据我国现用仪器，近震（震中距小于 100km）震级  $M$ ，按下式计算：

$$M = \log A + R(\Delta) \quad (1-1)$$

式中  $A$ ——地震记录图上量得的以  $\mu\text{m}$  为单位的最大水平位移；

$R(\Delta)$ ——依震中距  $\Delta$  而变化的起算函数。

震级  $M$  与震源释放能量  $E$ （单位为 erg）之间的关系为：

$$\log E = 1.5M + 11.8 \quad (1-2)$$

上式表示的震级通常又称为里氏震级； $1\text{erg} = 10^{-7}\text{J}$ 。

以上关系表明，震级每增加一级，地震所释放出的能量约增加 30 倍。大于 2.5 级的浅震，在震中附近地区的人就有感觉，叫做有感地震；5 级以上的地震会造成明显的破坏，叫做破坏性地震。世界上已记录到的最大地震的震级为 8.9 级。

### 1.2.2 地震烈度

地震烈度是指某一区域的地表和各类建筑物遭受某一次地震影响的平均强弱程度。一次地震，表示地震大小的震级只有一个。然而，由于同一次地震对不同

地点的影响不一样,随着距离震中的远近会出现多种不同的烈度。一般来说,距离震中近,烈度就高;距离震中越远,烈度也越低。为评定地震烈度而建立起来的标准叫地震烈度表。不同国家所规定的地震烈度表往往是不同的,我国规定的地震烈度表见本书附录 A。

对应于一次地震,在受到影响的区域内,可以按照地震烈度表中的标准对一些有代表性的地点评定出烈度。具有相同烈度的各个地点的外包线,称为等烈度线(图 1-6)。等烈度线(或称等震线)的形状与发震断裂取向、地形、土质等条件有关,多数近似呈椭圆形。一般情况下,等烈度线的度数随震中距的增大而递减,但有时由于局部地形或地质的影响,也会在某一烈度区内出现小块高一度或低一度的异常区(称为烈度异常)。利用历史地震的等烈度线资料,可以针对不同地区建立宏观的烈度衰减关系式。

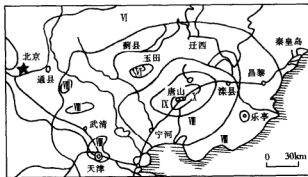


图 1-6 唐山地震等烈度线

震中区的烈度称为震中烈度。依据震级粗略地估算震中烈度的方法是:震级减 1 后乘 1.5,即为震中烈度。即

$$M = 1 + \frac{2}{3} I_0 \quad (1-3)$$

式中,  $I_0$  为震中烈度。

### 1.2.3 基本烈度与地震区划

基本烈度是指一个地区在一定时期(我国取 50 年)内在一般场地条件下按一定的概率(我国取 10%)可能遭遇到的最大地震烈度。它是一个地区进行抗震设防的依据。

依据地质构造资料、历史地震规律、强震观测资料,采用地震危险性分析的方法,可以计算给出每一地区在未来一定时限内关于某一烈度(或地震动加速度值)的超越概率,从而,可以将国土划分为不同基本烈度所覆盖的区域。这一工作称为地震区划。随着研究工作的深入,地震区划将给出地震动参数(如地震动



的幅值) 区划结果。

## § 1.3 地震灾害概说

### 1.3.1 中国地震背景

对世界范围内的强烈地震的统计分析表明, 全球地震主要集中在两个大的地震构造系范围内。其一是环太平洋地震构造系, 集中了全世界地震总数的 75%; 其二是位于北纬  $20^{\circ} \sim 50^{\circ}$  之间的大陆地震构造系, 集中了全球大陆地震的 90%。

图 1-7 是全球重大地震的一个统计结果。

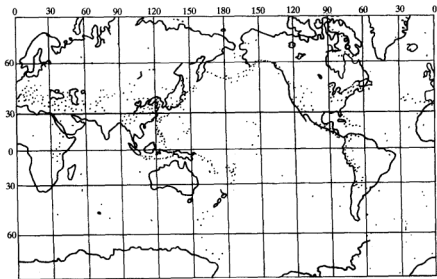


图 1-7 公元前 2000 年 ~ 公元 1979 年重大地震分布

我国位于世界两大地震构造系的交汇区域, 历史上就是地震多发的国家之一。据统计, 公元前 1177 年至 1976 年, 我国共发生 4.7 级以上强震三千一百余次。1900 ~ 1980 年间, 我国发生 6 级以上强震 606 次, 8 级以上地震 8 次, 地震中共死亡约 146.8 万人, 约占全球地震死亡人数的一半。惨重的地震灾害, 给人类带来了不幸, 也为后人考察地震灾害提供了大量的资料。

### 1.3.2 地震的破坏作用

对历史地震的考察与分析表明, 地震的破坏作用主要表现为三种形式: 地表破坏、建筑物的破坏、次生灾害。

#### 1. 地表破坏及其影响

地表破坏表现为地裂缝、地面下沉、喷水冒砂和滑坡等形式。

地裂缝分为构造性地裂缝和重力式地裂缝两类。前者是地震断层错动后在地表形成的痕迹。裂缝带长可延伸几公里到几十公里，带宽达数十厘米到数米。后者是由于地表土质不均及受地貌影响所形成，其规模较前者为小。当地裂缝穿过建筑物时，会造成结构开裂直至倒塌。

地面下沉多发生在软土分布地区和矿业采空区。地面的不均匀沉陷易引起建筑物的破坏甚至倒塌。

地下水位较高的地区，地震波的作用使地下水压急剧增高，地下水经地裂缝或其他通道喷出地面。当地表土层含有砂层或粉土层时，会造成砂土液化甚至出现喷水冒砂现象，液化可以造成建筑物倾斜或倒塌、埋地管网的大面积破坏。

在河岸、山崖、丘陵地区，地震时极易诱发滑坡。地震时的大滑坡可切断交通通道，冲毁房屋和桥梁，堵塞河流。

## 2. 建筑物的破坏

建筑物的破坏可以因前述地表破坏引起，在性质上属于静力破坏。更常见的建筑物破坏是由于地震地面运动的动力作用引起，在性质上属于动力破坏。我国历史地震资料表明，90%左右的建筑物的破坏是地表运动的动力破坏作用所引起。因此，结构物动力破坏机制的分析，是结构抗震研究的重点和结构抗震设计的基础。

建筑物的动力破坏主要表现为主体结构强度不足所形成的破坏和结构丧失整体性两类破坏形式。其中，强度破坏主要是因为结构承重构件的抗剪、抗弯、抗压等强度不足所造成。例如，墙体裂缝、钢筋混凝土构件开裂或酥裂等。结构构件发生强度破坏前后，结构物一般进入弹塑性变形阶段。在这一阶段，结构物在强烈振动作用下会因为延性不足、节点连接失效、主要承重构件失稳等原因而丧失整体性，从而造成局部或整个结构的倒塌。

表 1-1 与表 1-2 分别是我国历史强震中多层砖房和单层混凝土柱工业厂房的部分震害资料统计结果。对这些资料的研究与分析，有助于从宏观上认识建筑结构在不同烈度下的总体破坏特征。

多层砖房震害程度统计 (2054 幢)

表 1-1

震害程度	地震烈度		6 度		7 度		8 度		9 度		10 度	
	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比
基本完好	230	45.9	250	40.8	22	14.8	7	1.6	2	0.6		
轻微损坏	212	42.3	231	37.7	24	16.1	35	7.8	19	5.6		
中等破坏	56	11.2	75	12.2	54	36.2	138	30.7	23	6.7		
严重破坏	3	0.6	54	8.8	40	27.5	169	37.5	68	19.9		
倒塌	—	—	3	0.5	8	5.4	101	23.4	229	67.2		
总计	501	100	613	100	149	100	450	100	341	100		

单层混凝土柱工业厂房震害统计 (249 栋)

表 1-2

震害调查情况 地震烈度	7 度		8 度		9 度		10 度	
	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比
	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比	栋数	百分比
基本完好	3	15.8	24	13.7	—	—	—	—
轻微损坏	11	57.9	46	26.3	1	10	3	6.7
中等破坏	3	15.8	59	33.7	2	20	15	33.3
严重破坏	2	10.5	38	21.7	7	70	11	24.4
倒塌	—	—	8	4.6	—	—	16	35.6
总计	19	100	175	100	10	100	45	100

### 3. 次生灾害

地震时, 水坝、煤气管道、供电线路的破坏, 以及易燃、易爆、有毒物质容器的破坏, 均可造成水灾、火灾、空气污染等次生灾害。例如, 1995 年的日本阪神大地震, 震后火灾多达 500 余处, 震中区木结构房屋几乎全部烧毁。此外, 地震引起的海啸, 也会对海边建筑物造成巨大的破坏。

## § 1.4 工程抗震设防

### 1.4.1 抗震设防的目的和要求

工程抗震设防的基本目的是在一定的经济条件下, 最大限度地限制和减轻建筑物的地震破坏, 保障人民生命财产的安全。为了实现这一目的, 近年来, 许多国家的抗震设计规范都趋向于以“小震不坏、中震可修、大震不倒”作为建筑抗震设计的基本准则。

我国对小震、中震、大震规定了具体的概率水准。根据对我国几个主要地震区的地震危险性分析结果, 认为我国地震烈度的概率分布基本上符合于极值Ⅲ型分布, 其概率密度函数的基本形式为:

$$f(I) = \frac{k(\omega - I)^{k-1}}{(\omega - \epsilon)^k} \cdot e^{-\left(\frac{\omega - I}{\omega - \epsilon}\right)^k} \quad (1-4)$$

式中  $I$ ——地震烈度;

$k$ ——形状参数, 取决于一个地区地震背景的复杂性;

$\omega$ ——地震烈度上限值, 取  $\omega = 12$ ;

$\epsilon$ ——烈度概率密度曲线上峰值所对应的强度。

地震烈度的概率密度函数曲线的基本形状示如图 1-8, 其具体形状参数取决于设定的分析年限和具体地点。

从概率意义上说, 小震就是发生机会较多的地震。根据分析, 当分析年限取

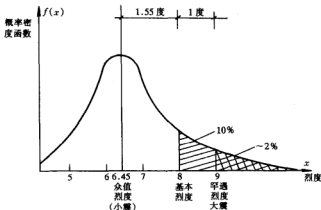


图 1-8 三种烈度含义及其关系

为 50 年时，上述概率密度曲线的峰值烈度所对应的被超越概率为 63.2%，因此，可以将这一峰值烈度定义为小震烈度，又称多遇地震烈度。全国地震区划图所规定的各地的基本烈度，可取为中震对应的烈度。它在 50 年内的超越概率一般为 10%。大震是罕遇的地震，它所对应的地震烈度在 50 年内超越概率为 2% 左右，这个烈度又可称为罕遇地震烈度。通过对我国 45 个城镇的地震危险性分析结果的统计分析得到：基本烈度较多遇烈度约高 1.55 度，而较早遇烈度约低 1 度（图 1-8）。

对应于前述设计准则，我国《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）明确提出了三个水准的抗震设防要求：

第一水准：当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时，建筑物一般不受损坏或不需修理仍可继续使用；

第二水准：当遭受相当于本地区设防烈度的地震影响时，建筑物可能损坏，但经一般修理即可恢复正常使用；

第三水准：当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震影响时，建筑物不致倒塌或发生危及生命安全的严重破坏。

在一般情况下，上述设防烈度采用基本烈度，但对进行过抗震设防区划工作并经主管部门批准的城市，按批准的抗震设防区划确立设防烈度或设计地震动参数。我国《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）对我国主要城镇中心地区的抗震设防烈度、设计地震加速度值给出了具体规定。顺便指出，在这些规定中，还同时指出了所在城镇的设计地震分组（部分城市见本书附录 B），这主要是为了反映潜在震源远近的影响。一般而言，潜在震源远，地震时传来的地震波长周期分量较显著。为反映这一影响，对各城镇在规定抗震设防烈度、抗震设计地震动加速度值的同时，还给出了设计地震分组。这一划分使对地震作用的计算更为细致。

我国采取6度起设防的方针。根据这一方针,我国地震设防区面积约占国土面积的百分之六十。

### 1.4.2 抗震设计方法

在进行建筑抗震设计时,原则上应满足上述三水准的抗震设防要求。在具体做法上,我国建筑抗震设计规范采用了简化的两阶段设计方法。

第一阶段设计:按多遇地震烈度对应的地震作用效应和其他荷载效应的组合验算结构构件的承载能力和结构的弹性变形。

第二阶段设计:按罕遇地震烈度对应的地震作用效应验算结构的弹塑性变形。

第一阶段的设计,保证了第一水准的承载力要求和变形要求。第二阶段的设计,旨在保证结构满足第三水准的抗震设防要求。如何保证第二水准的抗震设防要求,尚在研究之中。目前一般认为,良好的抗震构造措施有助于第二水准要求的实现。

### 1.4.3 建筑物重要性分类与设防标准

对于不同使用性质的建筑物,地震破坏所造成后果的严重性是不一样的。因此,对于不同用途建筑物的抗震设防,不宜采用同一标准,而应根据其破坏后果加以区别对待。为此,我国建筑抗震设计规范将建筑物按其用途的重要性分为四类:

甲类建筑:指重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。这类建筑的破坏会导致严重的后果,其确定须经国家规定的批准权限批准;

乙类建筑:指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑。例如抗震城市中生命线工程的核心建筑。城市生命线工程一般包括供水、供电、交通、消防、通讯、救护、供气、供热等系统。

丙类建筑:指一般建筑,包括除甲、乙、丁类建筑以外的一般工业与民用建筑。

丁类建筑:指次要建筑,包括一般的仓库、人员较少的辅助建筑物等。

对各类建筑抗震设防标准的具体规定为:甲类建筑在6~8度设防区应按设防烈度提高一度计算地震作用和采取抗震构造措施,当为9度区时,应作专门研究。乙类建筑按设防烈度进行抗震计算,但在抗震构造措施上提高一度考虑。丙类建筑的抗震计算与构造措施均按设防烈度考虑。丁类建筑按设防烈度进行抗震计算,但其抗震构造措施可适当降低要求(设防烈度为6度时不再降低)。

## § 1.5 抗震设计的总体要求

一般说来,建筑抗震设计包括三个层次的内容与要求:概念设计、抗震计算与构造措施。概念设计在总体上把握抗震设计的基本原则;抗震计算为建筑抗震设计提供定量手段;构造措施则可以在保证结构整体性、加强局部薄弱环节等意义上保证抗震计算结果的有效性。抗震设计上述三个层次的内容是一个不可割裂的整体,忽略任何一部分,都可能造成抗震设计的失败。关于抗震计算与抗震构造措施我们准备在后续各章中逐步深入论述。这里,先讨论抗震概念设计的问题。

建筑抗震设计在总体上要求把握的基本原则可以概括为:注意场地选择,把握建筑体型,利用结构延性,设置多道防线,重视非结构因素。

### 1.5.1 注意场地选择

建筑场地的地质条件与地形地貌对建筑物震害有显著影响,这已为大量的震害实例所证实。从建筑抗震概念设计角度考察,首先应注意场地的选择。简单地说,地震区的建筑宜选择有利地段,避开不利地段,不在危险地段进行工程建设。各类地段划分见表 1-3。

有利、不利和危险地段的划分

表 1-3

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩、坚硬土,开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
不利地段	软弱土,液化土,条状突出的山嘴,高耸孤立的山丘,非岩质的陡坡,河岸和边坡边缘,平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层(如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基)等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

当确实需要在不利地段或危险地段建筑工程时,应遵循建筑抗震设计的有关要求,进行详细的场地评价并采取必要的抗震措施。

### 1.5.2 把握建筑体型

建筑物平、立面布置的基本原则是:对称、规则、质量与刚度变化均匀。

结构对称,有利于减轻结构的地震扭转效应。而形状规则的建筑物,在地震时结构各部分的振动易于协调一致,应力集中现象较少,因而有利于抗震。质量与刚度变化均匀有两方面的含义:其一是结构平面方向,应尽量使结构刚度中心与质量中心相一致,否则,扭转效应将使远离刚度中心的构件产生较严重的震害;其二是结构立面,沿结构高度方向,结构质量与刚度不宜有悬殊的变化,

竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小。地震震害实例和大量理论分析均表明：结构刚度有突然削弱的薄弱层，在地震中会造成变形集中，从而加速结构的倒塌破坏过程。而结构上部刚度较小时，会形成地震反应的“鞭梢效应”，即变形在结构顶部集中的现象。

表 1-4 和表 1-5 分别列举了平面不规则和竖向不规则的建筑类型。对于因建筑或工艺要求形成的体型复杂的结构物，可以设置抗震缝，将结构物分成规则的结构单元。但对高层建筑要注意使设缝后形成的结构单元的自振周期避开场地的卓越周期。对于不宜设置抗震缝的体型复杂的建筑，则应进行较精细的结构抗震分析。

平面不规则的类型

表 1-4

不规则类型	定 义
扭转不规则	楼层的最大弹性水平位移（或层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（或层间位移）平均值的 1.2 倍
凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层

竖向不规则的类型

表 1-5

不规则类型	定 义
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层外，局部收进的水平方向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

### 1.5.3 利用结构延性

仅利用结构的弹性性能抗御强烈地震是不明智的。正确的做法是同时利用结构弹塑性阶段的性能，通过结构一定限度内的塑性变形来消耗地震时输入结构的能量。

设某一结构的外力、最大位移的关系如图 1-9 所示。图中  $\Delta_y$  为屈服变形， $\Delta_e$  为对应外力  $p_e$  的弹性变形， $\Delta_p$  为对应 2 点的弹塑性变形， $\Delta_u$  为结构变形极限， $p_y$  为结构屈服强度。若仅按弹性设计结构，则对相应于三角形 0—4—5 面积的地震输入能量，要求结构至少具有  $p_e$  的抗力才可保证结构不破坏。在多数情况下，这将是很不经济的。而若利用弹塑性变形，则只要求结构具有抗力  $p_y$ ，同时，允许结构达到变形  $\Delta_p$ 。此时，由于面积 A 与面积 B 相等，结构所吸收的能量可保持与前一方案一致，从而使结构可以承受同样的地震作用。显然，

$p_y$  比  $p_e$  小得多 (图中  $\eta$  为降低系数)。这样, 便降低了结构截面尺寸, 因之降低了造价。由于允许结构出现一定的弹塑性变形所造成的损害, 可以从限制设计变形处于可修的范围之内及地震发生是偶然事件两方面得到补偿。不仅如此, 如果把图 1-9 中的 0—1—4 看做是脆性材料的变形过程结构, 而将图中 0—1—2—3 看做是延性材料结构的变形过程, 则脆性结构在点 4 将破坏, 而延性结构可以工作到 3 点才破坏。由此可见, 脆性结构尽管抗力很大, 但吸收地震能量的能力并不强, 而延性结构却因可以吸收更多地震输入能量而有利于抗御结构倒塌的发生。

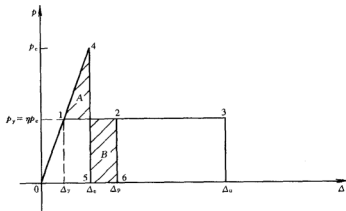


图 1-9 弹性与延性

在设计中, 可以通过各种各样的构造措施和耗能手段来增强结构与构件的延性。例如, 对于钢筋混凝土结构可以采用强剪弱弯、强节点弱构件的设计策略促使梁以受弯曲形式产生较大变形; 对于砌体结构可以采用墙体配筋、构造柱-圈梁体系等措施增加结构的延性。

### 1.5.4 设置多道防线

在建筑的抗震设计中, 有意识地使结构具有多道抗震防线, 是抗震概念设计的一个重要组成部分。

多道抗震防线的概念可以从图 1-10 的解释中得到基本认识。在图 1-10 (a) 中, 强梁弱柱型的框架结构底层柱的上下端出现塑性铰, 或单肢剪力墙结构底部出现屈服变形, 将迅速导致结构的倒塌。而在图 1-10 (b) 中, 强柱弱梁型的框架结构或双肢剪力墙加连系梁结构, 则需要全部梁端出现塑性铰并迫使结构底部也出现屈服变形时, 结构才会破坏。显然, 后者至少存在两道抗震防线, 一是从弹性到部分梁 (或连系梁) 出现塑性铰, 二是从梁塑性铰发生较大转动到柱根 (或剪力墙底部) 破坏。在两道防线之间, 大量地震输入能量被结构的弹塑性变形所消耗。



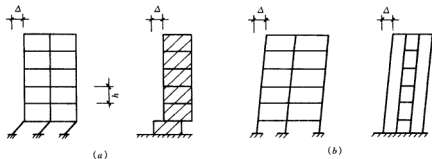


图 1-10 结构屈服机制

(a) 局部机制 (L 机制); (b) 总体机制 (T 机制)

在建筑抗震设计中,可以利用多种手段实现设置多道防线的目的,例如:采用超静定结构、有目的地设置人工塑性铰、利用框架的填充墙、设置耗能元件或耗能装置等等。但在各种灵活多样的设计手法中应该共同注意的原则是:1. 不同的设防阶段应使结构周期有明显差别,以利避免共振;2. 最后一道防线要具备一定的强度和足够的变形潜力。

### 1.5.5 注意非结构因素

非结构因素含义较为宽泛,其中最主要的是非结构构件的处理。

非结构构件的存在,会影响主体结构的动力特性(如阻尼、周期等)。同时,一些非结构构件(如玻璃幕墙、吊顶、室内设备等)在地震中往往会先期破坏。因此,在结构抗震概念设计中,应特别注意非结构构件与主体结构之间要有可靠的连接或锚固。同时,对可能对主体结构振动造成影响的非结构构件,如围护墙、隔墙等,应注意分析或估计其对主体结构可能带来的影响,并采取相应的抗震措施。

## 习 题

- 1.1 震级和烈度有什么区别和联系?
- 1.2 如何考虑不同类型建筑的抗震设防?
- 1.3 怎样理解小震、中震与大震?
- 1.4 概念设计、抗震计算、构造措施三者之间的关系是什么?
- 1.5 试讨论结构延性与结构抗震的内在联系。

## 第2章 场地与地基

### § 2.1 场地划分与场地区划

#### 2.1.1 场地及其地震效应

场地是指建筑物所在地，其范围大体相当于厂区、居民点和自然村的范围。历史震害资料表明，建筑物震害除与地震类型、结构类型等有关外，还与其下卧层的构成、覆盖层厚度密切相关。图 2-1 是 1967 年委内瑞拉加拉加斯地震的震害调查统计结果。从图中可以看出：在土层厚度为 50m 左右的场地上，3~5 层的建筑物破坏相对较多；而在厚度为 150~300m 的冲积层上，10~24 层的建筑物震害最为严重。对我国 1975 年海城地震、1976 年唐山地震等大地震的宏观震害调查资料的分析，也表明了类似的规律：房屋倒塌率随土层厚度的增加而加大；比较而言，软弱场地上的建筑物震害一般重于坚硬场地。

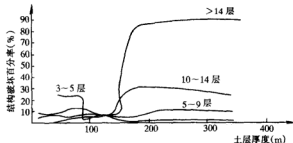


图 2-1 房屋破坏率与土层厚度关系

✓ 从原理上分析，在岩层中传播的地震波，本来具有多种频率成分，其中，在振幅谱中幅值最大的频率分量所对应的周期，称为地震动的卓越周期。在地震波通过覆盖土层传向地表的过程中，与土层固有周期相一致的一些频率波群将被放大，而另一些频率波群将被衰减甚至被完全过滤掉。这样，地震波通过土层后，由于土层的过滤特性与选择放大作用，地表地震动的卓越周期在很大程度上取决于场地的固有周期。当建筑物的固有周期与地震动的卓越周期相接近时，建筑物的振动会加大，相应地，震害也会加重。

进一步深入的理论分析证明，多层土土的地震效应主要取决于三个基本因素：

覆盖土层厚度、土层剪切波速、岩土阻抗比。在这三个因素中,岩土阻抗比主要影响共振放大效应,而其他两者则主要影响地震动的频谱特性。

### 2.1.2 覆盖层厚度

✓ 覆盖层厚度的原意是指从地表面至地下基岩面的距离。从地震波传播的观点看,基岩界面是地震波传播途径中的一个强烈的折射与反射面,此界面以下的岩层振动刚度要比上部土层的相应值大很多。根据这一背景,工程上常这样判定:当下部土层的剪切波速达到上部土层剪切波速的2.5倍,且下部土层中没有剪切波速小于400m/s的岩土层时,该下部土层就可以近似看做基岩。由于工程地质勘察手段往往难以取得深部土层的剪切波速数据,为了实用上的方便,我国建筑抗震设计规范进一步采用土层的绝对刚度定义覆盖层厚度,即:地下基岩或剪切波速大于500m/s的坚硬土层至地表面的距离,称为“覆盖层厚度”。

### 2.1.3 场地的类别

前已述及,不同场地上的地震动,其频谱特征有明显的差别,为了反映这一特点,我国建筑抗震设计规范将场地划分为4个不同的类别,见表2-1。

各类建筑场地的覆盖层厚度 (m)

表 2-1

等效剪切波速 (m/s)	场 地 类 别			
	I 类	II 类	III 类	IV 类
$v_{se} > 500$	0	—	—	—
$500 \geq v_{se} > 250$	< 5	$\geq 5$	—	—
$250 \geq v_{se} > 140$	< 3	3 ~ 50	> 50	—
$v_{se} \leq 140$	< 3	3 ~ 15	> 15 ~ 80	> 80

从表2-1可见,场地类别是根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度两个指标综合确定的。场地覆盖层厚度已于上文作了解释。土层等效剪切波速  $v_{se}$  则应按下式计算。

$$v_{se} = d_0 / \sum_{i=1}^n (d_i / v_{si}) \quad (2-1)$$

式中  $d_0$ ——计算深度,取覆盖层厚度和20m两者的较小值;

$n$ ——计算深度范围内土层的分层数;

$v_{si}$ ——计算深度范围内第  $i$  层土的剪切波速 (m/s);

$d_i$ ——第  $i$  层土的厚度。

对于不超过10层和高度30m以下的丙类建筑及丁类建筑,当无实测剪切波

速时,也可以根据岩土性状按表 2-1 划分场地的类别,并利用当地经验在该表所示的波速范围内估计各土层的剪切波速。

土的类型划分和剪切波速范围

表 2-2

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围 (m/s)
坚硬土或岩石	稳定岩石、密实的碎石土	$v_s > 500$
中硬土	中密、稍密的碎石土,密实、中密的砾、粗、中砂, $f_{sk} > 200$ 的粘性土和粉土,坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂,除松散砂外的细粉砂, $f_{sk} \leq 200$ 的粘性土和粉土, $f_{sk} > 130$ 的填土、可塑黄土	$250 \geq v_s > 140$
软弱土	淤泥和淤泥质土,松散的砂,新近沉积的粘性土和粉土, $f_{sk} \leq 130$ 的填土,流塑黄土	$v_s \leq 140$

表 2-2 中,  $f_{sk}$  为由载荷试验等方法得到的地基土静承载力特征值 (kPa),  $v_s$  为岩土剪切波速。

表 2.1 的分类标准主要适用于剪切波速随深度递增的一般情况。在实际工程中,层状土夹层的影响比较复杂,很难用单一指标反映。地震反应分析的研究结果表明,硬土夹层的影响相对比较小,而埋藏深、厚度较大的软弱土夹层,虽能抑制基岩输入地震波的高频成分,但却能显著放大输入地震波中的低频成分。因此,当计算深度以下有明显的软弱土夹层时,一般应适当提高场地类别。<sup>①</sup>

**【例 2-1】** 已知某建筑场地的钻孔地质资料如表 2-3 所示,试确定该场地的类别。

钻孔资料 (例 2-1)

表 2-3

土层底部深度 (m)	土层厚度 (m)	岩土名称	土层剪切波速 (m/s)
1.5	1.5	杂填土	180
3.5	2.0	粉 土	240
7.5	4.0	细 砂	310
15.5	8.0	砾 砂	520

**【解】** (1) 确定覆盖层厚度

因为地表下 7.5m 以下土层的  $v_s = 520 \text{ m/s} > 500 \text{ m/s}$ , 故  $d_0 = 7.5 \text{ m}$ 。

(2) 计算等效剪切波速,按式 (2-1) 有

$$v_{se} = 7.5 / \left( \frac{1.5}{180} + \frac{2.0}{240} + \frac{4.0}{310} \right)$$

$$= 253.6$$

查表 2-1,  $v_{se}$  位于 250~500m/s 之间, 且  $d_0 > 5\text{m}$ , 故属于 II 类场地。

### 2.1.4 场地区划

对于中等规模以上的城市, 我国建筑抗震设计规范允许采用经过批准的抗震设防区划进行抗震设防。这就牵涉到了场地设计地震动的区域划分问题。这种区域划分一般给出城区范围内的场地类别区域划分 (又称场地小区划)、设防地震动参数区划和场地地面破坏潜势区划等结果。这里, 仅简单介绍场地小区划的基本内容。

场地区划的基本方法与过程是:

- (1) 收集城区范围内的工程地质、水文地质、地震地质资料;
- (2) 依据上述资料做出所考虑区域的控制剖面图, 视具体情况适当补充进行工程地质勘探和剪切波速测试工作;
- (3) 按照钻孔地质资料统计, 给出不同类别土的剪切波速随深度变化的经验关系;
- (4) 依据控制剖面图和剪切波速经验关系, 计算控制点的浅层岩土 (地表下 20m) 等效剪切波速, 并决定各控制点覆盖层厚度;
- (5) 根据等效剪切波速和覆盖层厚度对城区范围内的场地做出小区划分。

工作深入的场地区划还可以做出场地等效剪切波速等值线和场地固有周期等值线。场地固有周期  $T$  可根据剪切波重复反射理论按下式计算:

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{4d_i}{v_{si}} \quad (2-2)$$

式中符号说明同式 (2-1)。

细致的场地区划工作可以起到节约投入、一劳永逸的效果。建筑抗震设计人员应注意向当地抗震主管部门咨询有关资料, 视具体情况应用于设计之中。

## § 2.2 地基抗震验算

### 2.2.1 地基抗震设计原则

地基是指建筑物基础下面受力层范围内的土层。对历史震害资料的统计分析表明, 一般土层地基在地震时很少发生问题。造成上部建筑物破坏的主要是松软土地基和不均匀地基。因此, 设计地震区的建筑物, 应根据土质的不同情况采用不同的处理方案。

#### 1. 松软土地基

在地震区,对饱和的淤泥和淤泥质土、冲填土和杂填土、不均匀地基土,不能不加处理地直接用作建筑物的天然地基。工程实践已经证明,尽管这些地基土在静力条件下具有一定的承载能力,但在地震时地面运动的影响下,会全部或部分地丧失承载能力,或者产生不均匀沉降和过量沉降,造成建筑物的破坏或影响其正常使用。松软土地基的失效不能用加宽基础、加强上部结构等措施克服,而应采用地基处理措施(如置换、加密、强夯等),消除土的动力不稳定性;或者采用桩基等深基础,避开可能失效的地基对上部建筑的不利影响。

## 2. 一般土地基

房屋震害调查统计资料表明,建造于一般土质天然地基上的房屋,遭遇地震时,极少有因地基承载力不足或较大沉降导致的上部结构破坏。因此,我国建筑抗震设计规范规定,下述建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算:

(1) 砌体房屋;

(2) 地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土层的一般厂房、单层空旷房屋和 8 层、高度 25m 以下的一般民用框架房屋,以及与其基础荷载相当的多层框架厂房。这里,软弱粘性土层是指设防烈度为 7 度、8 度和 9 度时,地基土静承载力标准值分别小于 80、100 和 120kPa 的土层;

(3) 规范中规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

## 3. 地裂危害的防治

当地震烈度为 7 度以上时,在软弱场地土及中软弱场地土地区,地面裂隙比较发育,建筑物特别是砖结构建筑物常因地裂通过而被断裂。因此,对位于软弱场地土上的建筑物,当基本烈度为 7 度以上时,应采取防地裂措施。例如,对于砖结构房屋,可在承重砖墙的基础内设置现浇钢筋混凝土圈梁;对于单层钢筋混凝土柱厂房,可沿外墙一圈设置现浇整体基础墙梁或有现浇接头的装配整体式基础墙梁。位于中软场地土上的建筑物,当基本烈度为 9 度时,亦应采取上述的防地裂措施。

### 2.2.2 地基土抗震承载力

地基土抗震承载力的计算采取在地基土静承载力的基础上乘以提高系数的方法。我国建筑抗震设计规范规定,在进行天然地基抗震验算时,地基土的抗震承载力按下式计算:

$$f_{aE} = \xi_a f_a \quad (2-3)$$

式中  $f_{aE}$ ——调整后的地基土抗震承载力;

$\xi_a$ ——地基土抗震调整系数,按表 2-4 采用;

$f_a$ ——深宽修正后的地基土静承载力特征值,按现行《建筑地基基础设计规范》采用。

地基土抗震承载力调整系数

表 2-4

岩土名称和性状	$\xi_s$
岩石, 密实的碎石土, 密实的砾、粗、中砂, $f_{sk} \geq 300\text{kPa}$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土, 中密和稍密的砾、粗、中砂, 密实和中密的细、粉砂, $150\text{kPa} \leq f_{sk} < 300\text{kPa}$ 的粘性土和粉土, 坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂, $100\text{kPa} \leq f_{sk} < 150\text{kPa}$ 的粘性土和粉土, 可塑黄土	1.1
淤泥、淤泥质土, 松散的砂、杂填土, 新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

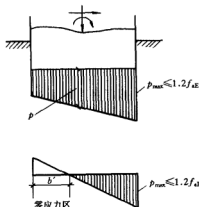


图 2-2 基地压力验算

地基土抗震承载力一般高于地基土静承载力, 其原因可以从地震作用下只考虑地基土的弹性变形而不考虑永久变形这一角度得到解释。

### 2.2.3 地基抗震验算

地震区的建筑物, 首先必须根据静力设计的要求确定基础尺寸, 并对地基进行强度和沉降量的核算, 然后, 根据需要进行进一步的地基抗震强度验算。

当需要验算地基抗震承载力时, 应将建筑物上各类荷载效应和地震作用效应加以组合, 并取基础底面的压力为直线分布 (图 2-

2)。具体验算要求是:

$$p \leq f_{sk} \quad (2-4)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{sk} \quad (2-5)$$

式中  $p$ ——基础底面地震效应组合的平均压力设计值;

$p_{\max}$ ——基础边缘地震效应组合的最大压力设计值。

同时, 对于高宽比大于 4 的高层建筑, 在地震作用下基础底面不宜出现拉力; 对于其他建筑, 则要求基础底面零应力区面积不超过基础底面的 15%。

## § 2.3 地基土液化及其防治

### 2.3.1 地基土液化及其危害

饱和松散的砂土或粉土 (不含黄土), 地震时易发生液化现象, 使地基承载力丧失或减弱, 甚至喷水冒砂, 这种现象一般称为砂土液化或地基土液化。其产生的机理是: 地震时, 饱和砂土和粉土颗粒在强烈振动下发生相对位移, 颗粒结

构趋于压密,颗粒间孔隙水来不及排泄而受到挤压,因而使孔隙水压力急剧增加。当孔隙水压力上升到与土颗粒所受到的总的正压应力接近或相等时,土粒之间因摩擦产生的抗剪能力消失,土颗粒便形同“液体”一样处于悬浮状态,形成所谓液化现象。

液化使土体的抗震强度丧失,引起地基不均匀沉陷并引发建筑物的破坏甚至倒塌。发生于1964年的美国阿拉斯加地震和日本新潟地震,都出现了因大面积砂土液化而造成建筑物的严重破坏,从而,引起了人们对地基土液化及其防治问题的关切。在我国,1975年海城地震和1976年唐山地震也都发生了大面积的地基液化震害。我国学者在总结了国内外大量震害资料的基础上,经过长期研究,并经大量实践工作的校正,提出了较为系统而实用的液化判别及液化防治措施。

### 2.3.2 液化的判别

地基土液化判别过程可以分为初步判别和标准贯入试验判别两大步骤。

#### 1. 初步判别

饱和的砂土或粉土(不含黄土)当符合下列条件之一时,可初步判别为不液化或可以不考虑液化影响:

- (1) 地质年代为第四纪晚更新世( $Q_3$ )及其以前且设防烈度为7、8度时;
- (2) 粉土的粘粒(粒径小于0.005mm的颗粒)含量百分率 $\rho_c$ (%),当烈度为7度、8度、9度时分别大于10、13、16时;
- (3) 地下水位深度和覆盖非液化土层厚度满足式(2-6)、(2-7)或(2-8)之一时;

$$d_w > d_o + d_b - 3 \quad (2-6)$$

$$d_u > d_o + d_b - 2 \quad (2-7)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_o + 2d_b - 4.5 \quad (2-8)$$

式中  $d_w$ ——地下水位深度(m),按建筑使用期内年平均最高水位采用,也可按近期内年最高水位采用;

$d_o$ ——液化土特征深度(m),按表2-5采用;

$d_b$ ——基础埋置深度(m),小于2m时应采用2m;

$d_u$ ——上覆非液化土层厚度(m),计算时应注意将淤泥和淤泥质土层扣除。

液化土特征深度(m) 表 2-5

饱和土类别	烈 度		
	7	8	9
粉 土	6	7	8
砂 土	7	8	9

#### 2. 标准贯入试验判别

当上述所有条件均不能满足时,地基土存在液化可能。此时,应采用标准贯入试验进一步判别其是否液化。

标准贯入试验设备,由穿心锤(标准重量63.5kg)、触探杆、贯入器等组成(图2-3)。试验时,先用钻具钻至试验



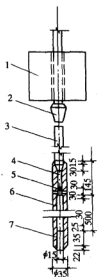


图 2-3 标准贯入  
试验设备示意图

1—穿心锤；2—锤垫；  
3—触探杆；4—贯入器  
头；5—出水孔；6—贯  
入器身；7—贯入器靴

土层标高以上 15cm，再将标准贯入器打至试验土层标高位置，然后，在锤的落距为 76cm 的条件下，连续打入土层 30cm，记录所得锤击数为  $N_{63.5}$ 。

当地面下 15m 深度范围土的实测标准贯入锤击数  $N_{63.5}$  小于按式 (2-9) 确定的下限值  $N_{cr}$  时，则应判为液化土，否则为不液化土。

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c} \quad (d_s \leq 15) \quad (2-9)$$

式中  $N_{cr}$ ——液化判别标准贯入锤击数下限值；

$N_0$ ——液化判别标准锤击数基准值，按表 2-6 采用；

$d_s$ ——饱和土标准贯入点深度 (m)；

$\rho_c$ ——饱和土的粘粒含量百分率，当  $\rho_c$  小于 3 或为砂土时，取  $\rho_c = 3$ 。

一般情况下，只要判别地面下 15m 深度范围内土的液化可能性。而当采用桩基或埋深大于 5m 的深基础时，尚应判别 15~20m 范围内土的液化可能性。此时，标准贯入锤击数临界值为：

$$N_{cr} = N_0(2.4 - 0.1d_s)\sqrt{3/\rho_c} \quad (15 < d_s \leq 20) \quad (2-10)$$

标准贯入锤击数基准值 表 2-6

设计地震分组	7 度	8 度	9 度
第一组	6 (8)	10 (13)	16
第二、三组	8 (10)	12 (15)	18

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.3g 的地区。

从式 (2-9) 与式 (2-10) 可以看出，地基土液化的临界指标  $N_{cr}$  的确定，主要考虑了土层所处的深度、地下水位深度、饱和土的粘粒含量以及地震烈度等影响土层液化的要素。

### 2.3.3 液化地基的评价

当经过上述两步判别证实地基土确实存在液化趋势后，应进一步定量分析、评价液化土可能造成的危害程度。这一工作，通常是通过计算地基液化指数来实现的。

地基土的液化指数可按下式确定：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}}\right) d_i W_i \quad (2-11)$$

式中  $I_{LE}$ ——液化指数；

$n$ ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

$N_i$ ,  $N_{cri}$ ——分别为  $i$  点标准贯入锤击数的实测值和临界值，当实测值大

于临界值时应取临界值的数值;

$d_i$ —— $i$  点所代表的土层厚度 (m), 可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度;

$W_i$ —— $i$  土层单位土层厚度的层位影响权函数值 (单位为  $m^{-1}$ )。若判别深度为 15m, 当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10, 等于 15m 时应采用零值, 5 ~ 15m 时应按线性内插法取值; 若判别深度为 20m, 当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10, 等于 20m 时应采用零值, 5 ~ 20m 时应按线性内插法取值。

根据液化指数  $I_{LE}$  的大小, 可将液化地基划分为三个等级, 见表 2-7。

液 化 等 级 表 2-7

液 化 等 级	轻 微	中 等	严 重
判别深度为 15m 时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 5$	$5 < I_{LE} \leq 15$	$I_{LE} > 15$
判别深度为 20m 时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 6$	$5 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

不同等级的液化地基, 地面的喷水冒砂情况和对建筑物造成的危害有着显著的不同, 见表 2-8。

不同液化等级的可能震害 表 2-8

液化等级	地面喷水冒砂情况	对建筑的危害情况
轻 微	地面无喷水冒砂, 或仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点	危害性小, 一般不至引起明显的震害
中 等	喷水冒砂可能性大, 从轻微到严重均有, 多数属中等	危害性较大, 可能造成不均匀沉降和开裂, 有时不均匀沉降可能达到 200mm
严 重	一般喷水冒砂都很严重, 地面变形很明显	危害性大, 不均匀沉降可能大于 200mm, 高重心结构可能产生不容许的倾斜

【例 2-2】 某工程按 8 度设防, 其工程地质年代属  $Q_4$ , 钻孔资料自上向下为: 砂土层至 2.1m, 砂砾层至 4.4m, 细砂层至 8.0m, 粉质粘土层至 15m; 砂土层及细砂层粘粒含量均低于 8%; 地下水位深度 1.0m; 基础埋深 1.5m; 设计地震场地分组属于第一组。试验结果如表 2-9, 试对该工程场地液化可能做出评价。

【解】

(1) 初判

$$Q_4;$$

$$d_o + d_b - 3 = 7 > 1 = d_w;$$

$$d_u = 0;$$

$$1.5d_o + 2d_b - 4.5 = 11.5 > 1 = d_w + d_o;$$

$$\rho_0 < 13;$$

均不满足不液化条件, 需进一步判别。

(2) 标准贯入试验判别:

1) 按式 (2-9) 计算  $N_{\text{cri}}$ , 式中  $N_0 = 10$  (8度、第一组),  $d_w = 1.0$ , 题中已给出各标准贯点所代表土层厚度, 计算结果见表 2-9, 可见 4 点为不液化土层;

2) 计算层位影响函数。例如第一点, 地下水位为 1.0m, 故上界为 1.0m, 土层厚 1.1m, 故

$$z_1 = 1.0 + \frac{1.1}{2} = 1.55, W_1 = 10$$

第二点, 上界为砂砾层层底深 4.4m, 代表土层厚 1.1m, 故

$$z_2 = 4.4 + \frac{1.1}{2} = 4.95, W_1 = 10$$

余类推。

3) 按式 (2-11) 计算各层液化指数, 结果见表 2-9;

最终给出  $I_{\text{LE}} = 12.16$ , 据表 2-7, 液化等级为中等。

液化分析表 (例 2-2)

表 2-9

测点	测点深度 $d_{ti}$ (m)	标贯值 $N_i$	测点土层厚 $d_i$ (m)	标贯下限值 $N_{\text{cri}}$	$d_i$ 的中点深度 $z_i$ (m)	$W_i$	$I_{\text{LE}}$
1	1.4	5	1.1	9.4	1.55	10	5.15
2	5.0	7	1.1	13	4.95	10	5.08
3	6.0	11	1.0	14	6.0	9	1.93
4	7.0	16	1.0	15			

### 2.3.4 液化地基的抗震措施

对于液化地基, 要根据建筑物的重要性、地基液化等级的大小, 针对不同情况采取不同层次的措施。当液化土层比较平坦、均匀时, 可依据表 2-10 选取适当的抗液化措施。

抗 液 化 措 施

表 2-10

建筑类别	地 基 的 液 化 等 级		
	轻 微	中 等	严 重
乙类	部分消除液化沉陷, 或对基础和上部结构进行处理	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构进行处理	全部消除液化沉陷
丙类	对基础和上部结构进行处理, 亦可不采取措施	对基础和上部结构进行处理, 或采用更高要求的措施	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构进行处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	对基础和上部结构进行处理, 或采用其他经济的措施

表 2-10 中全部消除地基液化沉陷、部分消除地基液化沉陷、进行基础和上部结构处理等措施的具体要求如下:

### 1. 全部消除地基液化沉陷

(1) 此时, 可采用桩基、深基础、土层加密法或挖除全部液化土层等措施。

采用桩基时, 桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度 (不包括桩尖部分) 应按计算确定, 且对碎石土、砾、粗、中砂, 坚硬粘性土和密实粉土不应小于 0.5m, 对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m;

(2) 采用深基础时, 基础底面埋入液化深度以下稳定土层中的深度不应小于 0.5m;

(3) 采用加密方法 (如振动加密、强夯等) 对可液化地基进行加固时, 应处理至液化深度下界, 且处理后土层的标准贯入锤击数实测值应大于相应下限值;

(4) 当直接位于基底下的可液化土层较薄时, 可采用全部挖除液化土层, 然后分层回填非液化土。在采用加密法或换土法处理时, 在基础边缘以外的处理宽度, 应超过基础底面下处理深度的 1/2, 且不小于处理宽度的 1/5。

### 2. 部分消除液化地基沉陷

此时, 应符合下列要求;

(1) 处理深度应使处理后的地基液化指数减少, 当判别深度为 15m 时, 其值不宜大于 4, 当判别深度为 20m 时, 其值不宜大于 5; 对于独立基础和条形基础, 尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

(2) 在处理深度范围内, 应使处理后液化土层的标准贯入锤击数大于相应的临界值。

### 3. 基础和上部结构处理

对基础和上部结构, 可综合考虑采取如下措施:

(1) 选择合适的地基埋深, 调整基础底面积, 减少基础偏心;

(2) 加强基础的整体性和刚性;

(3) 增强上部结构整体刚度和均匀对称性, 合理设置沉降缝;

(4) 管道穿过建筑处采用柔性接头。

一般情况下, 除丁类建筑外, 不应将未经处理的液化土层作为地基的持力层。

## 习 题

2.1 场地土的固有周期和地震动的卓越周期有何区别与联系?

2.2 为什么地基的抗震承载力大于静承载力?

2.3 影响土层液化的主要因素是什么?

2.4 试判断下述论断的正误:

(1) 中软土的场地类别比中硬土的场地类别差。

- (2) 粉土的粘粒含量百分率越大, 越不容易液化。  
 (3) 液化指数越小, 地震时地面喷水冒砂现象就越严重;  
 (4) 地基的抗震承载力是指其承受水平力的能力。

2.5 试按表 2-11 计算场地的等效剪切波速, 并判定场地类别。

土层的剪切波速

表 2-11

土层厚度	2.2	5.8	8.2	4.5	4.3
$v_s$ (m/s)	180	200	260	420	530

2.6 某工程按 7 度设防。其工程地质年代属  $Q_4$ , 钻孔地质资料自上向下为: 杂填土层 1.0m, 砂土层至 4.0m, 砂砾石层至 6m, 粉土层至 9.4m, 粉质粘土层至 16m; 其他实验结果见表 2-12。该工程场地地下水位深 1.5m, 结构基础埋深 2m, 设计地震分组属于第二组。试对该工程场地进行液化评价。

工程场地标贯试验表

表 2-12

测 值	测点深度 (m)	标贯值 $N_i$	粘粒含量百分率
1	2.0	5	4
2	3.0	7	5
3	7.0	11	8
4	8.0	14	9

## 第3章 结构地震反应分析与抗震计算

### § 3.1 概 述

#### 3.1.1 结构地震反应

由地震动引起的结构内力、变形、位移及结构运动速度与加速度等统称结构地震反应。若专指由地震动引起的结构位移，则称结构地震位移反应。

地震时，地面上原来静止的结构物因地面运动而产生强迫振动。因此，结构地震反应是一种动力反应，其大小（或振动幅值）不仅与地面运动有关，还与结构动力特性（自振周期、振型和阻尼）有关，一般需采用结构动力学方法分析才能得到。

#### 3.1.2 地震作用

结构工程中“作用”一词，指能引起结构内力、变形等反应的各种因素。按引起结构反应的方式不同，“作用”可分为直接作用与间接作用。各种荷载（如重力、风载、土压力等）为直接作用，而各种非荷载作用（如温度、基础沉降等）为间接作用。结构地震反应是地震动通过结构惯性引起的，因此地震作用（即结构地震惯性力）是间接作用，而不称为荷载。但工程上为应用方便，有时将地震作用等效为某种形式的荷载作用，这时可称为等效地震荷载。

#### 3.1.3 结构动力计算简图及体系自由度

进行结构地震反应分析的第一步，就是确定结构动力计算简图。

结构动力计算的关键是结构惯性的模拟，由于结构的惯性是结构质量引起的，因此结构动力计算简图的核心内容是结构质量的描述。

描述结构质量的方法有两种，一种是连续化描述（分布质量），另一种是集中化描述（集中质量）。如采用连续化方法描述结构的质量，结构的运动方程将为偏微分方程的形式，而一般情况下偏微分方程的求解和实际应用不方便。因此，工程上常采用集中化方法描述结构的质量，以此确定结构动力计算简图。

采用集中质量方法确定结构动力计算简图时，需先定出结构质量集中位置。可取结构各区域主要质量的质心为质量集中位置，将该区域主要质量集中在该点上，忽略其他次要质量或将次要质量合并到相邻主要质量的质点上去。例如，水

塔建筑的水箱部分是结构的主要质量，而塔柱部分是结构的次要质量，对此，可将水箱的全部质量及部分塔柱质量集中到水箱质心处，使结构成为一单质点体系（图 3-1a）。再如，采用大型钢筋混凝土屋面板的厂房的屋盖部分是结构的主要质量（图 3-1b），确定结构动力计算简图时，可将厂房各跨质量集中到各跨屋盖标高处。又如，多、高层建筑的楼盖部分是结构的主要质量（图 3-1c），可将结构的质量集中到各层楼盖标高处，成为一多质点结构体系。当结构无明显主要质量部分时（如图 3-1d 所示烟囱），可将结构分成若干区域，而将各区域的质量集中到该区域的质心处，同样形成一多质点结构体系。

确定结构各质点运动的独立参量数为结构运动的体系自由度。空间中的一个自由质点可有三个独立位移，因此一个自由质点在空间有三个自由度。若限制质点在一个平面内运动，则一个自由质点有两个自由度。

结构体系上的质点，由于受到结构构件的约束，其自由度数可能小于自由质点的自由度数。如图 3-1 所示的结构体系，当考虑结构的竖向约束作用而忽略质点竖向位移时，则各质点在竖直平面内只有一个自由度，在空间有两个自由度。

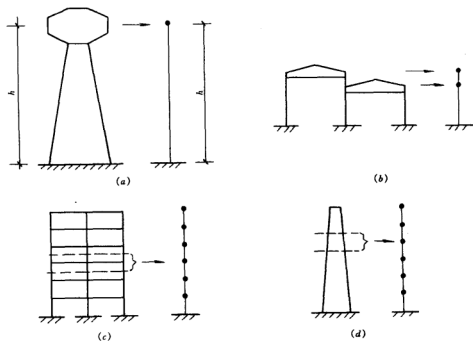


图 3-1 结构动力计算简图

(a) 水塔；(b) 厂房；(c) 多、高层建筑；(d) 烟囱

## § 3.2 单自由度体系的弹性地震反应分析

## 3.2.1 运动方程

图 3-2 是单自由度体系在地震作用下的计算简图。在地面运动  $x_g$  作用下, 结构发生振动, 产生相对地面的位移  $x$ 、速度  $\dot{x}$  和加速度  $\ddot{x}$ 。若取质点  $m$  为隔离体, 则该质点上作用有三种力, 即惯性力  $f_i$ 、阻尼力  $f_c$  和弹性恢复力  $f_r$ 。

惯性力是质点的质量  $m$  与绝对加速度  $[\ddot{x}_g + \ddot{x}]$  的乘积, 但方向与质点运动加速度方向相反, 即

$$f_i = -m(\ddot{x}_g + \ddot{x}) \quad (3-1)$$

阻尼力是由结构内摩擦及结构周围介质(如空气、水等)对结构运动的阻碍造成的, 阻尼力的大小一般与结构运动速度有关。按照粘滞阻尼理论, 阻尼力与质点运动的速度成正比, 但方向与质点运动速度相反, 即

$$f_c = -c\dot{x} \quad (3-2)$$

式中  $c$ ——阻尼系数。

弹性恢复力是使质点从振动位置恢复到平衡位置的力, 由结构弹性变形产生。根据虎克 (Hooke) 定理, 该力的大小与质点偏离平衡位置的位移成正比, 但方向相反, 即

$$f_r = -kx \quad (3-3)$$

式中  $k$ ——体系刚度, 也就是使质点产生单位位移, 需在质点上施加的力。

根据达朗贝尔 (D' Alembert) 原理, 质点在上述三个力作用下处于平衡, 即

$$f_i + f_c + f_r = 0 \quad (3-4)$$

将式 (3-1)、(3-2)、(3-3) 代入式 (3-4), 得

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (3-5)$$

上式即为单自由度体系的运动方程, 为一个常系数二阶非齐次线性微分方程。为便于方程的求解, 将式 (3-5) 两边同除以  $m$ , 得

$$\ddot{x} + \frac{c}{m}\dot{x} + \frac{k}{m}x = -\ddot{x}_g \quad (3-6)$$

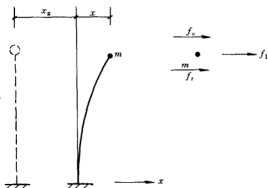


图 3-2 单自由度体系在地震作用下的变形与受力



令

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3-7)$$

$$\xi = \frac{c}{2\omega m} \quad (3-8)$$

则式 (3-6) 可写成

$$\ddot{x} + 2\omega\xi\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}_g \quad (3-9)$$

### 3.2.2 运动方程的解

#### 1. 方程的齐次解——自由振动

式 (3-9) 相应的齐次方程为

$$\ddot{x} + 2\omega\xi\dot{x} + \omega^2x = 0 \quad (3-10)$$

方程 (3-10) 描述的是, 在没有外界激励的情况下结构体系的运动, 即自由振动。为解方程 (3-10), 按齐次常微分方程的求解方法, 先求解相应的特征方程

$$r^2 + 2\omega\xi r + \omega^2 = 0 \quad (3-11)$$

其特征根为

$$r_1 = -\xi\omega + \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad (3-12a)$$

$$r_2 = -\xi\omega - \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad (3-12b)$$

则方程 (3-10) 的解为

(1) 若  $\xi > 1$ ,  $r_1$ 、 $r_2$  为负实数

$$x(t) = c_1 e^{r_1 t} + c_2 e^{r_2 t} \quad (3-13a)$$

(2) 若  $\xi = 1$ ,  $r_1 = r_2 = -\xi\omega$ 

$$x(t) = (c_1 + c_2 t) e^{-\xi\omega t} \quad (3-13b)$$

(3) 若  $\xi < 1$ ,  $r_1$ 、 $r_2$  为共轭复数

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (c_1 \cos\omega_D t + c_2 \sin\omega_D t) \quad (3-13c)$$

上式中,  $c_1$ 、 $c_2$  为待定系数, 由初始条件确定;

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3-14)$$

显然,  $\xi > 1$  时, 体系不产生振动, 称为过阻尼状态;  $\xi < 1$  时, 体系产生振动, 称为欠阻尼状态; 而  $\xi = 1$  时, 介于上述两种状态之间, 称为临界阻尼状态, 此时体系也不产生振动 (参见图 3-3)。

由式 (3-8) 知, 与  $\xi = 1$  相应的阻尼系数为  $c_r = 2\omega m$ , 称之为临界阻尼系数, 因此  $\xi$  也可表达为

$$\xi = \frac{c}{c_r} \quad (3-15a)$$

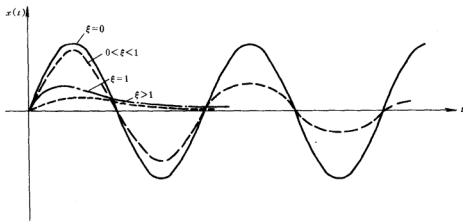


图 3-3 各种阻尼状态下单自由度体系的自由振动

故称  $\xi$  为临界阻尼比，简称阻尼比。

一般工程结构均为欠阻尼情形，为确定式 (3-13c) 中的待定系数，考虑如下初始条件

$$x_0 = x(0) \quad \dot{x}_0 = \dot{x}(0)$$

其中  $x_0$ 、 $\dot{x}_0$  分别为体系质点的初始位移和初始速度。由此可得

$$c_1 = x_0 \quad (3-15a)$$

$$c_2 = \frac{\dot{x}_0 + \xi \omega x_0}{\omega_D} \quad (3-15b)$$

将式 (3-15) 代入式 (3-13c)，则得体系自由振动位移时程为

$$x(t) = e^{-\xi \omega t} \left[ x_0 \cos \omega_D t + \frac{\dot{x}_0 + \xi \omega x_0}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (3-16)$$

无阻尼时 ( $\xi=0$ )

$$x(t) = x_0 \cos \omega t + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin \omega t \quad (3-17)$$

由于  $\cos \omega t$ 、 $\sin \omega t$  均为简谐函数，因此无阻尼单自由度体系的自由振动为简谐周期振动，振动圆频率为  $\omega$ ，而振动周期为

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3-18)$$

因质量  $m$  与刚度  $k$  是结构固有的，因此无阻尼体系自振频率或周期也是体系固有的，称为固有频率与固有周期。同样可知， $\omega_D$  为有阻尼单自由度体系的自振频率。一般结构的阻尼比很小，范围为  $\xi=0.01 \sim 0.1$ ，由式 (3-14) 知， $\omega_D$

$\approx \omega$ 。

有阻尼和无阻尼单自由度体系自由振动的重要区别在于,有阻尼体系自振的振幅将不断衰减(参见图 3-3),直至消失。

**【例 3-1】** 已知一水塔结构,可简化为单自由度体系(见图 3-1a)。 $m = 10000\text{kg}$ ,  $k = 1\text{kN/cm}$ , 求该结构的自振周期。

**【解】** 直接由式 (3-18), 并采用国际单位可得

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{10000}{1 \times 10^3/10^{-2}}} = 1.99\text{s}$$

## 2. 方程的特解 I——简谐强迫振动

当地面运动为简谐运动时,将使体系产生简谐强迫振动。

设

$$x_g(t) = A \sin \omega_g t \quad (3-19)$$

式中  $A$ ——地面运动振幅;

$\omega_g$ ——地面运动圆频率。

将式 (3-19) 代入体系运动方程 (3-9) 得

$$\ddot{x} + 2\omega\xi\dot{x} + \omega^2x = -A\omega_g^2\sin\omega_g t \quad (3-20)$$

上述方程零初始条件  $x(0) = 0$ ,  $\dot{x}(0) = 0$  的特解为

$$x(t) = \frac{A\left(\frac{\omega_g}{\omega}\right)^2 \left\{ \left[ 1 - \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right)^2 \right] \sin\omega_g t - 2\xi \frac{\omega_g}{\omega} \cos\omega_g t \right\}}{\left[ 1 - \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right)^2 \right]^2 + \left[ 2\xi \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right) \right]^2} \quad (3-21)$$

显然,单自由度体系的简谐地面运动强迫振动是圆频率为  $\omega_g$  的周期运动,可将其简化表达为

$$x(t) = B \sin(\omega_g t + \varphi) \quad (3-22)$$

其中,  $B$  为体系质点的振幅,  $\varphi$  为体系振动与地面运动的相位差。

考察如下振幅放大系数,可反映体系简谐地面运动反应特性

$$\sqrt{\beta} = \frac{B}{A} = \frac{(\omega_g/\omega)^2}{\sqrt{\left[ 1 - \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right)^2 \right]^2 + \left[ 2\xi \left(\frac{\omega_g}{\omega}\right) \right]^2}} \quad (3-23)$$

放大系数  $\beta$  与频率比  $(\omega_g/\omega)$  的关系曲线如图 3-4 所示,放大系数  $\beta$  最大值在  $\omega_g/\omega = 1$  附近,即

$$\beta_{\max} \approx \beta|_{\omega_g=\omega} = \frac{1}{2\xi^2} \quad (3-24)$$

由于结构阻尼一般较小 ( $\xi = 0.01 \sim 0.1$ ), 因此  $\beta_{\max}$  可达 5~50, 即体系质点振幅可为地面振幅的几倍至几十倍。这种当结构体系自振频率与简谐地面运动频

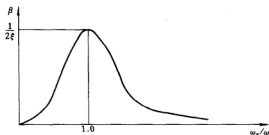


图 3-4 单自由度体系简谐地面强迫振动振幅放大系数

率相近时结构发生强烈振动反应的现象称为共振。

### 3. 方程的特解 II —— 冲击强迫振动

当地面运动为如下冲击运动时 (图 3-5)

$$\ddot{x}_g(\tau) = \begin{cases} \ddot{x}_g & 0 \leq \tau \leq dt \\ 0 & \tau > dt \end{cases} \quad (3-25)$$

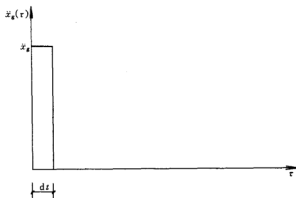


图 3-5 地面冲击运动

体系质点将受如下冲击力作用

$$P = \begin{cases} -m\ddot{x}_g & 0 \leq \tau \leq dt \\ 0 & \tau > dt \end{cases} \quad (3-26)$$

则体系质点在  $0 \sim dt$  时间内的加速度为

$$a = \frac{P}{m} = -\ddot{x}_g \quad (3-27)$$

在  $dt$  时刻的速度和位移分别为

$$v = \frac{P}{m} dt = -\ddot{x}_g dt \quad (3-28)$$

$$d = \frac{1}{2} \frac{P}{m} (dt)^2 \approx 0 \quad (3-29)$$

可见,地面冲击运动的结果是使体系质点产生速度。因地面冲击作用后,体系不再受外界任何作用,因此体系地面冲击强迫振动即是初速度为  $v = -\dot{x}_g dt$  的体系自由振动。由式 (3-16) 得

$$x(t) = -\frac{\ddot{x}_g dt e^{-\xi\omega_D t}}{\omega_D} \sin\omega_D t \quad (3-30)$$

#### 4. 方程的特解Ⅲ——一般强迫振动

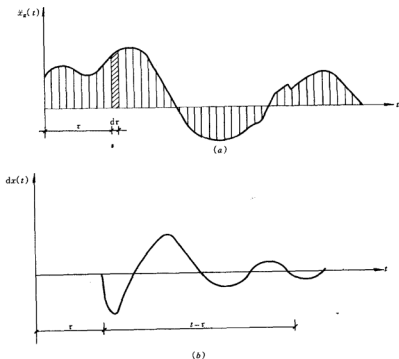


图 3-6

(a) 地面运动加速度时程曲线; (b) 地面运动脉冲引起的单自由度体系反应

地震地面运动一般为不规则往复运动,如图 3-6 (a) 所示。为求一般地震地面运动作用下单自由度弹性体系运动方程的解,可将地面运动分解为很多个脉冲运动,由任意  $t = \tau$  时刻的地面运动脉冲  $\ddot{x}_g(\tau) d\tau$  引起的体系反应为

$$dx(t) = \begin{cases} 0 & t < \tau \\ -e^{-\xi\omega_D(t-\tau)} \frac{\ddot{x}_g(\tau) d\tau}{\omega_D} \sin\omega_D(t-\tau) & t \geq \tau \end{cases} \quad (3-31)$$

体系在任意  $t$  时刻地震反应可由  $\tau = 0 \sim t$  时段所有地面运动脉冲反应的叠加求得,即

$$x(t) = \int_0^t dx(\tau) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \quad (3-32)$$

上式即为单自由度体系运动方程一般地面运动强迫振动的特解，称为杜哈密 (Duhamel) 积分。

### 5. 方程的通解

根据线性常微分方程理论：

$$\text{方程的通解} = \text{齐次解} + \text{特解} \quad (3-33a)$$

对于受地震作用的单自由度运动体系，上式的意义为：

$$\text{体系地震反应} = \text{自由振动} + \text{强迫振动} \quad (3-33b)$$

由前面的论述已知，体系的自由振动由体系初位移和初速度引起，而体系的强迫振动由地面运动引起。若体系无初位移和初速度，则体系地震反应中的自由振动项为零。另即使体系有初位移或初速度，由于体系有阻尼，则由式 (3-16) 知，体系的自由振动项也会很快衰减，一般可不考虑。因此，可仅取体系强迫振动项，即式 (3-22) 表达的杜哈密积分，计算单自由度体系的地震位移反应。

## § 3.3 单自由度体系的水平地震作用与反应谱

### 3.3.1 水平地震作用的定义

对于结构设计来说，感兴趣的是结构最大反应，为此，将质点所受最大惯性力定义为单自由度体系的地震作用，即

$$\sqrt{F} = |m(\ddot{x}_g + \ddot{x})|_{\max} = m|\ddot{x}_g + \ddot{x}|_{\max} \quad (3-34)$$

将单自由度体系运动方程 (3-5) 改写为

$$m(\ddot{x}_g + \ddot{x}) = -(c\dot{x} + kx) \quad (3-35)$$

并注意到物体振动的一般规律为：加速度最大时，速度最小 ( $\dot{x} \rightarrow 0$ )，则由式 (3-35) 近似可得

$$|m(\ddot{x}_g + \ddot{x})|_{\max} = k|x|_{\max} \quad (3-36)$$

即

$$F = k|x|_{\max} \quad (3-37)$$

上式的意义是，求得地震作用后，即可按静力分析方法计算结构的最大位移反应。

### 3.3.2 地震反应谱

#### 1. 定义与计算

为便于求地震作用，将单自由度体系的地震最大绝对加速度反应与其自振周

期  $T$  的关系定义为地震加速度反应谱, 或简称地震反应谱, 记为  $S_a(T)$ 。

将地震位移反应表达式 (3-32) 微分两次得

$$\begin{aligned}\ddot{x}(t) = & \omega_D \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{\xi\omega}{\omega_D} \right)^2 \right] \sin\omega_D(t-\tau) \right. \\ & \left. + 2 \frac{\xi\omega}{\omega_D} \cos\omega_D(t-\tau) \right\} d\tau - \ddot{x}_g(t)\end{aligned}\quad (3-38)$$

注意到结构阻尼比一般较小,  $\omega_D \approx \omega$ , 另体系自振周期  $T = \frac{2\pi}{\omega}$ , 可得

$$\begin{aligned}S_a(T) = & |\ddot{x}_g(t) + \ddot{x}(t)|_{\max} \\ \approx & \left| \omega \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \\ = & \left| \frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\frac{2\pi}{T}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau \right|_{\max}\end{aligned}\quad (3-39)$$

## 2. $S_a(T)$ 的意义与影响因素

地震(加速度)反应谱可理解为一个确定的地面运动, 通过一组阻尼比相同但自振周期各不相同的单自由度体系, 所引起的各体系最大加速度反应与相应体系自振周期期间的关系曲线, 如图 3-7 所示。

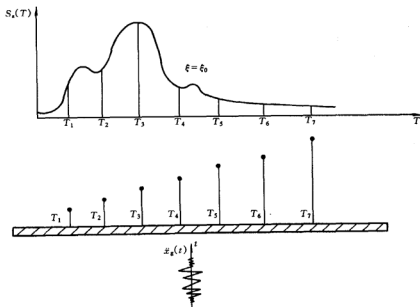


图 3-7 地震反应谱的确定

由式 (3-39) 知, 影响地震反应谱的因素有两个: 一是体系阻尼比, 二是地震动。

一般体系阻尼比越小, 体系地震加速度反应越大, 因此地震反应谱值越大, 如图 3-8 所示。

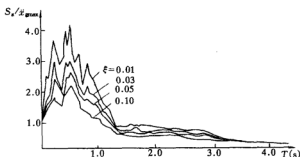


图 3-8 阻尼比对地震反应谱的影响

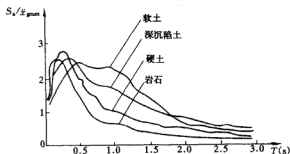


图 3-9 不同场地条件下的平均反应谱

显然, 地震动记录不同, 地震反应谱也将不同, 即不同的地震动将有不同的地震反应谱, 或地震反应谱总是与一定的地震动相应。因此, 影响地震动的各种因素也将影响地震反应谱。

第 1 章已介绍表征地震动特性有三要素, 即振幅、频谱和持时。由于单自由度体系振动系统为线性系统, 地震动振幅对地震反应谱的影响将是线性的, 即地震动振幅越大, 地震反应谱值也越大, 且它们之间呈线性比例关系。因此, 地震动振幅仅对地震反应谱值大小有影响。

地震动频谱反映了地震动不同频

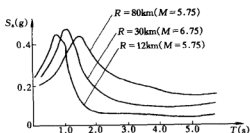


图 3-10 不同震中距条件下的平均反应谱  
( $R$ —震中距,  $M$ —震级)



率简谐运动的构成。由共振原理知,地震反应谱的“峰”将分布在震动的主要频率成分段上。因此地震动的频谱不同,地震反应谱的“峰”的位置也将不同。图3-9、图3-10分别是不同场地地震动和不同震中距地震动的反应谱,反映了场地越软和震中距越大,地震动主要频率成分越小(或主要周期成分越长),因而地震反应谱的“峰”对应的周期也越长的特性。可见,地震动频谱对地震反应谱的形状有影响。因而影响地震动频谱的各种因素,如场地条件、震中距等,均对地震反应谱有影响。

地震动持续时间影响单自由度体系地震反应的循环往复次数,一般对其最大反应或地震反应谱影响不大。

### 3.3.3 设计反应谱

由地震反应谱可方便地计算单自由度体系水平地震作用为

$$F = mS_a(T) \quad (3-40)$$

然而,地震反应谱除受体系阻尼比的影响外,还受地震动的振幅、频谱等的影响,不同的地震动记录,地震反应谱也不同。当进行结构抗震设计时,由于无法确知今后发生地震的地震动时程,因而无法确定相应的地震反应谱。可见,地震反应谱直接用于结构的抗震设计有一定的困难,而需专门研究可供结构抗震设计用的反应谱,称之为设计反应谱。

为此,将式(3-40)改写为

$$F = mg \frac{|\ddot{x}_g|_{\max}}{g} \cdot \frac{S_a(T)}{|\ddot{x}_g|_{\max}} = Gk\beta(T) \quad (3-41)$$

式中  $G$ ——体系的重量;

$k$ ——地震系数;

$\beta(T)$ ——动力系数。

下面讨论地震系数与动力系数的确定。

#### 1. 地震系数

地震系数的定义为

$$k = \frac{|\ddot{x}_g|_{\max}}{g} \quad (3-42)$$

通过地震系数可将地震动振幅对地震反应谱的影响分离出来。一般,地面运动加速度峰值越大,地震烈度越大,即地震系数与地震烈度之间有一定的对应关系。根据统计分析,烈度每增加一度,地震系数大致增加一倍。表3-1是我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)采用的地震系数与基本烈度的对应关系。

地震系数  $k$  与基本烈度关系

表 3-1

基本烈度	6	7	8	9
地震系数 $k$	0.05	0.10 (0.15)	0.20 (0.30)	0.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为  $0.15g$  和  $0.30g$  的地区。 $g$  为重力加速度。

## 2. 动力系数

动力系数的定义为

$$\beta(T) = \frac{S_a(T)}{|\ddot{x}_g|_{\max}} \quad (3-43)$$

即体系最大加速度反应与地面最大加速度之比，意义为体系加速度放大系数。

$\beta(T)$  实质为规则化的地震反应谱。不同的地震动记录  $|\ddot{x}_g|_{\max}$  不同时， $S_a(T)$  不具有可比性，但  $\beta(T)$  却具有可比性。

为使动力系数能用于结构抗震设计，采取以下措施：

- (1) 取确定的阻尼比  $\xi = 0.05$ 。因大多数实际建筑结构的阻尼比在  $0.05$  左右。
- (2) 按场地、震中距将地震动记录分类。
- (3) 计算每一类地震动记录动力系数的平均值

$$\bar{\beta}(T) = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i(T) |_{\xi=0.05}}{n} \quad (3-44)$$

上述措施 1) 考虑了阻尼比对地震反应谱的影响，措施 2) 考虑了地震动频谱的主要影响因素，措施 3) 考虑了类别相同的不同地震动记录地震反应谱的变异性。由此得到的  $\bar{\beta}(T)$  经平滑后如图 3-11 所示，可供结构抗震设计采用。图 3-11 中，

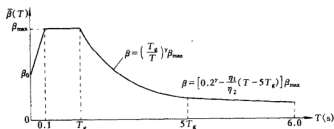


图 3-11 动力系数谱曲线

$$\beta_{\max} = 2.25$$

$$\beta_0 = 1 = 0.45 \beta_{\max} / \eta_2$$

$T_g$ ——特征周期，与场地条件和设计地震分组有关，按表 3-2 确定。

$T$ ——结构自振周期；

$\gamma$ ——衰减指数， $\gamma = 0.9$ ；

$\eta_1$ ——直线下降段斜率调整系数， $\eta_1 = 0.02$ ；

$\eta_2$ ——阻尼调整系数， $\eta_2 = 1.0$ 。

特征周期值  $T_g$  (s)

表 3-2

设计地震分组	场 地 类 别			
	I	II	III	IV
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

### 3. 地震影响系数

为应用方便，令

$$\alpha(T) = k\bar{\beta}(T) \quad (3-45)$$

$\alpha(T)$  称为地震影响系数。由于  $\alpha(T)$  与  $\bar{\beta}(T)$  仅相差一常数地震系数，因而  $\alpha(T)$  的物理意义与  $\bar{\beta}(T)$  相同，是一设计反应谱。同时， $\alpha(T)$  的形状与  $\bar{\beta}(T)$  相同，如图 3-12 所示。图中

$$\alpha_{\max} = k\beta_{\max} \quad (3-46)$$

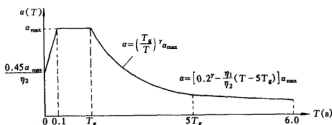


图 3-12 地震影响系数谱曲线

目前，我国建筑抗震采用两阶段设计，第一阶段进行结构强度与弹性变形验算时采用多遇地震烈度，其  $k$  值相当于基本烈度所对应  $k$  值的  $1/3$ 。第二阶段进行结构弹塑性变形验算时采用罕遇地震烈度，其  $k$  值相当于基本烈度所对应  $k$  值的  $1.5 \sim 2$  倍（烈度越高， $k$  值越小）。由此，由表 3-1 及式 (3-46) 可得各设计阶段的  $\alpha_{\max}$  值，如表 3-3 所示。

水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$

表 3-3

地震影响	设 防 烈 度			
	6	7	8	9
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
罕遇地震	—	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为  $0.15g$  和  $0.30g$  的地区。

## 4. 阻尼对地震影响系数的影响

当建筑结构阻尼比按有关规定不等于 0.05 时, 其水平地震影响系数曲线仍按图 3-12 确定, 但形状参数应作调整:

## (1) 曲线下降段衰减指数的调整

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} \quad (3-47)$$

## (2) 直线下降段斜率的调整

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \xi)/8 \quad (3-48)$$

(3)  $\alpha_{\max}$  的调整

当结构阻尼比不等于 0.05 时, 表 3-3 中的  $\alpha_{\max}$  值应乘以下列阻尼调整系数

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} \quad (3-49)$$

当  $\eta_2 < 0.55$  时, 取  $\eta_2 = 0.55$

## 5. 地震作用计算

由式(3-41)、(3-45), 可得抗震设计时单自由度体系水平地震作用计算公式为

$$F = \alpha G \quad (3-50)$$

对比式 (3-40)、(3-47) 知, 地震影响系数与地震反应谱的关系为

$$\alpha(T) = \frac{mS_g(T)}{G} = \frac{S_g(T)}{g}$$

**【例 3-2】** 结构同例 3-1, 位于 II 类场地第二组, 基本烈度为 7 度 (地震加速度为  $0.10g$ ), 阻尼比  $\xi = 0.03$ , 求该结构多遇地震下的水平地震作用。

**【解】** 查表 3-3,  $\alpha_{\max} = 0.08$ ; 查表 3-2,  $T_g = 0.4s$ 。此时应考虑阻尼比对地震影响系数形状的调整。

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} = 1 + \frac{0.05 - 0.03}{0.06 + 1.7 \times 0.03} = 1.18$$

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} = 0.9 + \frac{0.05 - 0.03}{0.5 + 5 \times 0.03} = 0.931$$

由图 3-12,

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \alpha_{\max} = \left(\frac{0.4}{1.99}\right)^{0.931} \times (0.08 \times 1.18) = 0.0212$$

则

$$F = \alpha G = 0.0212 \times 10000 \times 9.81 = 2079N$$

## § 3.4 多自由度弹性体系的地震反应分析

## 3.4.1 多自由度弹性体系的运动方程

在单向水平地面运动作用下, 多自由度体系的变形如图 3-13 所示。设该体系各质点的相对水平位移为  $x_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ), 其中  $n$  为体系自由度数, 则各质点所受的水平惯性力为

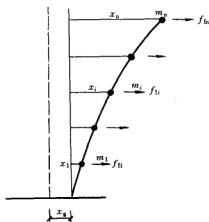


图 3-13 多自由度体系的变形

$$f_{1i} = -m_1 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1)$$

$$f_{12} = -m_2 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_2)$$

.....

$$f_{1n} = -m_n (\ddot{x}_g + \ddot{x}_n)$$

将上列公式表达成向量和矩阵的形式为

$$\{F\} = -[M](\{\ddot{x}\} + \{1\}\ddot{x}_g) \quad (3-51)$$

其中

$$\{F\} = [f_{11}, f_{12}, \dots, f_{1n}]^T \quad (3-52a)$$

$$\{\ddot{x}\} = [\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_n]^T \quad (3-52b)$$

$$\{1\} = [1, 1, \dots, 1]^T \quad (3-52c)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n \end{bmatrix} \quad (3-53)$$

式中  $[M]$  ——体系质量矩阵;

$\ddot{x}_i$  ——质点  $i$  相对水平加速度。

由结构力学的矩阵位移法, 可列出该体系的刚度方程为

$$[K]\{x\} = \{F\} \quad (3-54)$$

其中

$$\{x\} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T \quad (3-55)$$

为体系的相对水平位移向量;  $[K]$  为体系与  $\{x\}$  相应的刚度矩阵。

将式 (3-51) 代入式 (3-54) 得多自由度体系无阻尼运动方程为

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (3-56)$$

当考虑阻尼影响时, 式 (3-54) 需改写为

$$[K]\{x\} = \{F\} + \{F_c\} \quad (3-57)$$

其中,  $\{F_c\}$  为体系阻尼力向量。设

$$\{F_c\} = -[C]\{\dot{x}\} \quad (3-58)$$

其中,  $[C]$  为体系阻尼矩阵,  $\{\dot{x}\}$  为体系相对水平速度向量

$$\{\dot{x}\} = [\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_n]^T \quad (3-59)$$

则将式 (3-51)、(3-58) 代入式 (3-54), 可得多自由度有阻尼体系运动方程为

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (3-60)$$

### 3.4.2 多自由度体系的自由振动

#### 1. 自由振动方程

研究自由振动时, 不考虑阻尼的影响。此时体系不受外界作用, 可令  $\ddot{x}_g = 0$ , 则由式 (3-56) 得多自由度自由振动方程为

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\} \quad (3-61)$$

根据方程 (3-61) 的特点, 可设方程的解为

$$\{x\} = \{\phi\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (3-62)$$

其中

$$\{\phi\} = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n]^T \quad (3-63)$$

式中  $\phi_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) 为常数, 是每个质点自由振动的振幅。

由式 (3-62) 对  $\{x\}$  关于时间  $t$  微分两次, 得

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2\{\phi\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (3-64)$$

将式 (3-62)、(3-64) 代入式 (3-61), 得

$$([K] - \omega^2[M])\{\phi\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (3-65)$$

因  $\sin(\omega t + \varphi) \neq 0$ , 则要求

$$([K] - \omega^2[M])\{\phi\} = \{0\} \quad (3-66)$$

式 (3-66) 实际是原来微分方程形式表达的多自由度体系自由振动方程的代数方程形式, 称之为动力特征方程。

#### 2. 自振频率

由线性代数理论知, 对于线性代数方程

$$[A]\{y\} = \{B\} \quad (3-67)$$

如果系数矩阵  $[A]$  的行列式  $|A| \neq 0$ , 则方程有惟一解

$$\{y\} = [A]^{-1}\{B\} \quad (3-68)$$

如果  $|A| = 0$ , 则方程有多解。

多自由度体系的特征方程 (3-66) 是一线性代数方程, 由上面的讨论知, 如果  $[K] - \omega^2[M] \neq 0$ , 则因方程右端向量  $\{B\} = \{0\}$ ,  $\{\phi\}$  的解将为  $\{0\}$ , 此表明体系不振动 (即静止), 这与体系发生自由振动的前提不符。而要得到  $\{\phi\}$  的非零解, 即体系发生振动的解, 则必有

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (3-69)$$

上式也称为多自由度体系的动力特征值方程。由于  $[K]$ 、 $[M]$  均为常数矩阵,

上式实际上是  $\omega^2$  的  $n$  次代数方程, 将有  $n$  个解。将解由小到大排列, 设为  $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ 。

由式 (3-62) 知,  $\omega_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) 为体系的一个自由振动圆频率。一个  $n$  自由度体系, 有  $n$  个自振圆频率, 即有  $n$  种自由振动方式或状态。称  $\omega_i$  为体系第  $i$  阶自振圆频率。

【例 3-3】 计算仅有两个自由度体系的自由振动频率。设

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

【解】 由式 (3-69)

$$\begin{aligned} |[K] - \omega^2[M]| &= \left| \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \right| \\ &= m_1 m_2 (\omega^2)^2 - (k_{11} m_2 + k_{22} m_1) \omega^2 + (k_{11} k_{22} - k_{12} k_{21}) \\ &= 0 \end{aligned}$$

解上方程得

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2} \left( \frac{k_{11}}{m_1} + \frac{k_{22}}{m_2} \right) \mp \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \left( \frac{k_{11}}{m_1} + \frac{k_{22}}{m_2} \right) \right]^2 - \frac{k_{11} k_{22} - k_{12} k_{21}}{m_1 m_2}}$$

### 3. 振型

多自由度体系以某一阶圆频率  $\omega_i$  自由振动时, 将有一特定的振幅  $\{\phi_i\}$  与之相应, 它们之间应满足动力特征方程

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\phi_i\} = \{0\} \quad (3-70)$$

设

$$\begin{aligned} \{\phi_i\} &= [\phi_{i1}, \phi_{i2}, \dots, \phi_{in-1}, \phi_{in}]^T \\ &= \phi_{in} [\phi_{i1}/\phi_{in}, \phi_{i2}/\phi_{in}, \dots, \phi_{in-1}/\phi_{in}, 1]^T \\ &= \phi_{in} \begin{Bmatrix} \{\bar{\phi}_i\}_{n-1} \\ 1 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3-71)$$

与  $\{\phi_i\}$  相应, 用分块矩阵表达

$$([K] - \omega_i^2[M]) = \begin{bmatrix} [A_i]_{n-1} & \{B_i\}_{n-1} \\ \{B_i\}_{n-1}^T & C_i \end{bmatrix} \quad (3-72)$$

则式 (3-70) 成为

$$\phi_{in} \begin{bmatrix} [A_i]_{n-1} & \{B_i\}_{n-1} \\ \{B_i\}_{n-1}^T & C_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\bar{\phi}_i\}_{n-1} \\ 1 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (3-73)$$

将式 (3-73) 展开得

$$[A_i]_{n-1} \{\bar{\phi}_i\}_{n-1} + \{B_i\}_{n-1} = \{0\} \quad (3-74)$$

$$\{B_i\}_{n-1}^T \{\bar{\phi}_i\}_{n-1} + C_i = 0 \quad (3-75)$$

由式 (3-74) 可解得

$$\{\bar{\phi}_i\}_{n-1} = -[A_i]_{n-1}^{-1} \{B_i\}_{n-1} \quad (3-76)$$

将式 (3-76) 代入式 (3-75), 可用以复验  $\{\bar{\phi}_i\}_{n-1}$  求解结果的正确性。

令

$$\begin{aligned} \phi_{in} &= a_i \\ \{\bar{\phi}_i\} &= \begin{Bmatrix} \{\bar{\phi}_i\}_{n-1} \\ 1 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

则

$$\{\phi_i\} = a_i \{\bar{\phi}_i\} \quad (3-77)$$

由此得体系以  $\omega_i$  频率自由振动的解为

$$\{x\} = a_i \{\bar{\phi}_i\} \sin(\omega_i t + \varphi) \quad (3-78)$$

由于向量  $\{\bar{\phi}_i\}$  各元素的值是确定的, 则由上式知, 多自由度体系自由振动时, 各质点在任意时刻位移幅值的比值是一定的, 不随时间而变化, 即体系在自由振动过程中的形状保持不变。因此把反映体系自由振动形状的向量  $\{\phi_i\} = a_i \{\bar{\phi}_i\}$  称为振型, 而把  $\{\bar{\phi}_i\}$  称为规则化的振型或也简称为振型。因  $\{\phi_i\}$  与体系第  $i$  阶自振圆频率相应, 故  $\{\phi_i\}$  也称为第  $i$  阶振型。

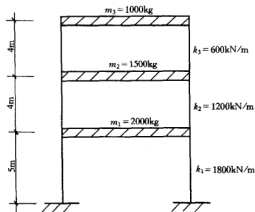


图 3-14 三层剪切型结构

【例 3-4】 三层剪切型结构如

图 3-14 所示, 求该结构的自振圆频率和振型。

【解】 该结构为 3 自由度体系, 质量矩阵和刚度矩阵分别为

$$[M] = \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 \\ 0 & 1.5 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ kg}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 3 & -1.2 & 0 \\ -1.2 & 1.8 & -0.6 \\ 0 & -0.6 & 0.6 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ N/m}$$

先由特征值方程求自振圆频率, 令



$$B = \frac{\omega^2}{600}$$

得

$$| [K] - \omega^2 [M] | = \begin{vmatrix} 5 - 2B & -2 & 0 \\ -2 & 3 - 1.5B & -1 \\ 0 & -1 & 1 - B \end{vmatrix} = 0$$

或

$$B^3 - 5.5B^2 + 7.5B - 2 = 0$$

由上式可解得

$$B_1 = 0.351 \quad B_2 = 1.61 \quad B_3 = 3.54$$

从而由  $\omega = \sqrt{600B}$  得

$$\omega_1 = 14.5 \text{ rad/s} \quad \omega_2 = 31.3 \text{ rad/s} \quad \omega_3 = 46.1 \text{ rad/s}$$

由自振周期与自振频率的关系  $T = 2\pi/\omega$ , 可得结构的各阶自振周期分别为

$$T_1 = 0.433 \text{ s} \quad T_2 = 0.202 \text{ s} \quad T_3 = 0.136 \text{ s}$$

为求第一阶振型, 将  $\omega_1 = 14.5 \text{ rad/s}$  代入

$$([K] - \omega_1^2 [M]) = \begin{bmatrix} 2579.5 & -1200 & 0 \\ -1200 & 1484.6 & -600 \\ 0 & -600 & 389.8 \end{bmatrix}$$

由式 (3-76) 得

$$\begin{Bmatrix} \bar{\phi}_{11} \\ \bar{\phi}_{12} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} 2579.5 & -1200 \\ -1200 & 1484.6 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} 0 \\ -600 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.301 \\ 0.648 \end{Bmatrix}$$

代入式 (3-75) 校核

$$[0, -600] \begin{Bmatrix} 0.301 \\ 0.648 \end{Bmatrix} + 389.8 \approx 0$$

则第一阶振型为

$$|\bar{\phi}_1| = \begin{Bmatrix} 0.301 \\ 0.648 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

同样可求得第二阶和第三阶振型为

$$|\bar{\phi}_2| = \begin{Bmatrix} -0.676 \\ -0.601 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad |\bar{\phi}_3| = \begin{Bmatrix} 2.47 \\ -2.57 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

将各阶振型用图形表示, 如图 3-15 所示。图中反映振型具有如下特征: 对于串联多质点多自由度体系, 其第几阶振型, 在振型图上就有几个节点 (振型曲线与体系平衡位置的交点)。利用振型图的这一特征, 可以定性判别所得振型正确与否。

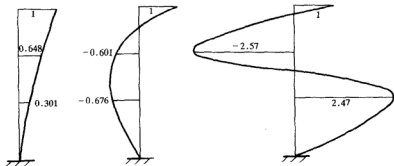


图 3-15 例 3-4 结构各阶振型图

## 4. 振型的正交性

将体系动力特征方程改写为

$$[K]\{\phi\} = \omega^2[M]\{\phi\} \quad (3-79)$$

上式对体系任意第  $i$  阶和第  $j$  阶频率和振型均应成立, 即

$$[K]\{\phi_i\} = \omega_i^2[M]\{\phi_i\} \quad (3-80)$$

$$[K]\{\phi_j\} = \omega_j^2[M]\{\phi_j\} \quad (3-81)$$

对式 (3-80) 两边左乘  $\{\phi_j\}^T$ , 并对式 (3-81) 两边左乘  $\{\phi_i\}^T$ , 得

$$\{\phi_j\}^T[K]\{\phi_i\} = \omega_i^2\{\phi_j\}^T[M]\{\phi_i\} \quad (3-82)$$

$$\{\phi_i\}^T[K]\{\phi_j\} = \omega_j^2\{\phi_i\}^T[M]\{\phi_j\} \quad (3-83)$$

将式 (3-83) 两边转置, 并注意到刚度矩阵和质量矩阵的对称性得

$$\{\phi_j\}^T[K]\{\phi_i\} = \omega_j^2\{\phi_j\}^T[M]\{\phi_i\} \quad (3-84)$$

将式 (3-82) 与式 (3-84) 相减得

$$(\omega_i^2 - \omega_j^2)\{\phi_j\}^T[M]\{\phi_i\} = 0 \quad (3-85)$$

如  $i \neq j$ , 则  $\omega_i \neq \omega_j$ , 由上式可得

$$\{\phi_j\}^T[M]\{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (3-86)$$

将式 (3-86) 代入式 (3-82) 得

$$\{\phi_i\}^T[K]\{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (3-87)$$

式 (3-86) 和式 (3-87) 分别表示振型关于质量矩阵  $[M]$  和刚度矩阵  $[K]$  正交。

## 3.4.3 地震反应分析的振型分解法

## 1. 运动方程的求解

由振型的正交性知,  $\{\phi_1\}, \{\phi_2\}, \dots, \{\phi_n\}$  相互独立, 根据线性代数理论,  $n$  维向量  $\{x\}$  总可以表示为  $n$  个独立向量的线性组合, 则体系地震位移反应向量  $\{x\}$  可表示成

$$\{x\} = \sum_{j=1}^n q_j \{\phi_j\} \quad (3-88)$$

其中  $q_j$  ( $j=1, 2, \dots, n$ ) 称为振型正则坐标, 当  $\{x\}$  一定时,  $q_j$  具有惟一解。注意到  $\{x\}$  为时间的函数, 则  $q_j$  也将为时间的函数。

将式 (3-88) 代入多自由度体系一般有阻尼运动方程 (3-60) 得

$$\sum_{j=1}^n ([M]\{\phi_j\} \ddot{q}_j + [C]\{\phi_j\} \dot{q}_j + [K]\{\phi_j\} q_j) = -[M]\{1\} \ddot{x}_g \quad (3-89)$$

将上式两边左乘  $\{\phi_i\}^T$  得

$$\sum_{j=1}^n (\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} \ddot{q}_j + \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_j\} \dot{q}_j + \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} q_j) = -\{\phi_i\}^T [M] \{1\} \ddot{x}_g \quad (3-90)$$

注意到振型关于质量矩阵和刚度矩阵的正交性式 (3-86)、式 (3-87), 并设振型关于阻尼矩阵也正交, 即

$$\{\phi_i\}^T [C] \{\phi_j\} = 0 \quad i \neq j \quad (3-91)$$

则式 (3-90) 成为

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \ddot{q}_i + \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} \dot{q}_i + \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} q_i = -\{\phi_i\}^T [M] \{1\} \ddot{x}_g \quad (3-92)$$

将式 (3-80) 两边左乘  $\{\phi_i\}^T$

$$\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} = \omega_i^2 \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \quad (3-93)$$

则可得

$$\omega_i^2 = \frac{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (3-94)$$

令

$$2\omega_i \xi_i = \frac{\{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (3-95)$$

$$\gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (3-96)$$

则将式 (3-92) 两边同除以  $\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}$  可得

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i \xi_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\gamma_i \ddot{x}_g \quad (3-97)$$

上式与一单自由度体系的运动方程相同。可见, 原来  $n$  自由度体系的  $n$  维联立运动微分方程, 被分解为  $n$  个独立的关于正则坐标的单自由度体系运动微分方程, 各单自由度体系的自振频率为原多自由度体系的各阶频率, 相应  $\xi_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) 为原体系各阶阻尼比, 而  $\gamma_i$  为原体系  $i$  阶振型参与系数。

由杜哈密积分, 可得式 (3-97) 的解为

$$\begin{aligned} q_i(t) &= -\frac{1}{\omega_{iD}} \int_0^t \gamma_i \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_{iD}(t-\tau) d\tau \\ &= \gamma_i \Delta_i(t) \end{aligned} \quad (3-98)$$

其中

$$\omega_{iD} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (3-99)$$

显然,  $\Delta_i(t)$  是阻尼比为  $\xi_i$ 、自振频率为  $\omega_i$  的单自由度体系的地震位移反应。将式 (3-98) 代入式 (3-88), 即得到多自由度体系地震位移反应的解

$$|x(t)\rangle = \sum_{j=1}^n \gamma_j \Delta_j(t) |\phi_j\rangle = \sum_{j=1}^n |x_j(t)\rangle \quad (3-100)$$

其中

$$|x_j(t)\rangle = \gamma_j \Delta_j(t) |\phi_j\rangle \quad (3-101)$$

因  $|x_j(t)\rangle$  仅与体系的第  $j$  阶自振特性有关, 故称  $|x_j(t)\rangle$  为体系的第  $j$  阶振型地震反应。由式 (3-100) 知, 多自由度体系的地震反应可通过分解为各阶振型地震反应求解, 故称为振型分解法。

## 2. 阻尼矩阵的处理

前述讨论知, 振型分解法的前提条件是振型关于质量矩阵  $[M]$ 、刚度矩阵  $[K]$  和阻尼矩阵  $[C]$  均正交。振型关于  $[M]$ 、 $[K]$  的正交性是无条件的, 但是振型关于  $[C]$  的正交性却是有条件的, 不是任何形式的阻尼矩阵均满足正交条件。为使阻尼矩阵具有正交性, 可采用如下瑞雷 (Rayleigh) 阻尼矩阵形式

$$\sqrt{[C]} = a[M] + b[K] \quad (3-102)$$

因  $[M]$ 、 $[K]$  均具有正交性, 故瑞雷阻尼矩阵也一定具有正交性。为确定其中待定系数  $a$ 、 $b$ , 任取体系两阶振型  $|\phi_i\rangle$ 、 $|\phi_j\rangle$ , 关于式 (3-102) 作如下运算

$$|\phi_i\rangle^T [C] |\phi_i\rangle = a |\phi_i\rangle^T [M] |\phi_i\rangle + b |\phi_i\rangle^T [K] |\phi_i\rangle \quad (3-103)$$

$$|\phi_j\rangle^T [C] |\phi_j\rangle = a |\phi_j\rangle^T [M] |\phi_j\rangle + b |\phi_j\rangle^T [K] |\phi_j\rangle \quad (3-104)$$

由式 (3-94)、式 (3-95), 将式 (3-103)、式 (3-104) 两边分别同除以  $|\phi_i\rangle^T [M] |\phi_i\rangle$  和  $|\phi_j\rangle^T [M] |\phi_j\rangle$  得

$$2\omega_i \xi_i = a + b\omega_i^2 \quad (3-105)$$

$$2\omega_f \xi_j = a + b\omega_j^2 \quad (3-106)$$

由上两式可解得

$$a = \frac{2\omega_f \omega_j (\xi_f \omega_j - \xi_f \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (3-107)$$

$$b = \frac{2(\omega_f \xi_j - \omega_i \xi_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (3-108)$$

实际计算时,一般取  $i=1, j=2$  及  $\xi_i = \xi_j$ 。

### § 3.5 多自由度弹性体系的最大地震反应与水平地震作用

对结构抗震设计最有意义的是结构最大地震反应。下面介绍两种计算多自由度弹性体系最大地震反应的方法,一种是振型分解反应谱法,另一种是底部剪力法。其中前者的理论基础是地震反应分析的振型分解法及地震反应谱概念,而后者则是振型分解反应谱法的一种简化。

#### 3.5.1 振型分解反应谱法

##### 1. 一个有用的表达式

由于各阶振型  $\{\phi_i\} (i=1, 2, \dots, n)$  是相互独立的向量,则可将单位向量  $\{1\}$  表示成  $\{\phi_1\}, \{\phi_2\}, \dots, \{\phi_n\}$  的线性组合,即

$$\{1\} = \sum_{i=1}^n a_i \{\phi_i\} \quad (3-109)$$

其中  $a_i$  为待定系数。为了确定  $a_i$ , 将式(3-109) 两边左乘  $\{\phi_j\}^T [M]$ , 得

$$\{\phi_j\}^T [M] \{1\} = \sum_{i=1}^n a_i \{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} = a_j \{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\} \quad (3-110)$$

由上式解得

$$a_j = \frac{\{\phi_j\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\}} = \gamma_j \quad (3-111)$$

将式(3-111) 代入式(3-109) 得如下以后有用的表达式

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i \{\phi_i\} = \{1\} \quad (3-112)$$

##### 2. 质点 $i$ 任意时刻的地震惯性力

对于图 3-16 所示的多质点体系,由式(3-100)可得质点  $i$  任意时刻的水平相对位移反应为

$$x_i(t) = \sum_{j=1}^n \gamma_j \Delta_j(t) \phi_{ji} \quad (3-113)$$

式中  $\phi_{ji}$ ——振型  $j$  在质点  $i$  处的振型位移。

则质点  $i$  在任意时刻的水平相对加速度反应为

$$\ddot{x}_i(t) = \sum_{j=1}^n \gamma_j \ddot{\Delta}_j(t) \phi_{ji} \quad (3-114)$$

由式(3-112), 将水平地面运动加速度表达成

$$\ddot{x}_g(t) = \left( \sum_{j=1}^n \gamma_j \phi_{ji} \right) \ddot{x}_g(t) \quad (3-115)$$

则可得质点  $i$  任意时刻的水平地震惯性力为

$$\begin{aligned} f_i &= -m_i [x(t) + \ddot{x}_g(t)] \\ &= -m_i \left[ \sum_{j=1}^n \gamma_j \ddot{\Delta}_j(t) \phi_{ji} + \sum_{j=1}^n \gamma_j \phi_{ji} \ddot{x}_g(t) \right] \\ &= -m_i \sum_{j=1}^n \gamma_j \phi_{ji} [\ddot{\Delta}_j(t) + \ddot{x}_g(t)] = \sum_{j=1}^n f_{ji} \end{aligned} \quad (3-116)$$

式中  $f_{ji}$  为质点  $i$  的第  $j$  振型水平地震惯性力

$$f_{ji} = -m_i \gamma_j \phi_{ji} [\ddot{\Delta}_j(t) + \ddot{x}_g(t)] \quad (3-117)$$

### 3. 质点 $i$ 的第 $j$ 振型水平地震作用

将质点  $i$  的第  $j$  振型水平地震作用定义为该阶振型最大惯性力, 即

$$F_{ji} = |f_{ji}|_{\max} \quad (3-118)$$

将式(3-117)代入式(3-118)得

$$F_{ji} = m_i \gamma_j \phi_{ji} |\ddot{\Delta}_j(t) + \ddot{x}_g(t)|_{\max} \quad (3-119)$$

注意到  $\ddot{\Delta}_j(t) + \ddot{x}_g(t)$  是自振频率为  $\omega_j$  (或自振周期为  $T_j$ )、阻尼比为  $\xi_j$  的单自由度体系的地震绝对加速度反应, 则由地震反应谱的定义 [参见式 (3-39)], 可将质点  $i$  的第  $j$  振型水平地震作用表达为

$$F_{ji} = m_i \gamma_j \phi_{ji} S_a(T_j) \quad (3-120)$$

进行结构抗震设计需采用设计谱, 由地震影响系数设计谱与地震反应谱的关系式(3-48)可得

$$F_{ji} = (m_i g) \gamma_j \phi_{ji} \alpha_j = G_i \gamma_j \phi_{ji} \alpha_j \quad (3-121)$$

式中  $G_i$ ——质点  $i$  的重量;

$\alpha_j$ ——按体系第  $j$  阶周期计算的第  $j$  振型地震影响系数。

### 4. 振型组合

由振型  $j$  各质点水平地震作用, 按静力分析方法计算, 可得体系振型  $j$  最大地震反应。记体系振型  $j$  某特定最大地震反应 (即振型地震作用效应, 如构件内



图 3-16  
多质点  
体系

力、楼层位移等)为  $S_j$ , 而该特定体系最大地震反应为  $S$ , 则可通过各振型反应  $S_j$  估计  $S$ , 此称为振型组合。

由于各振型最大反映不在同一时刻发生, 因此直接由各振型最大反应叠加估计体系最大反应, 结果会偏大。通过随机振动理论分析, 得出采用平方和开方的方法 (SRSS 法) 估计体系最大反应可获得较好的结果, 即

$$S = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (3-122)$$

【例 3-5】 结构同例 3-4。已知

$$T_1 = 0.433\text{s}$$

$$T_2 = 0.202\text{s}$$

$$T_3 = 0.136\text{s}$$

$$\{\phi_1\} = \begin{Bmatrix} 0.301 \\ 0.648 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \{\phi_2\} = \begin{Bmatrix} -0.676 \\ -0.601 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \{\phi_3\} = \begin{Bmatrix} 2.47 \\ -2.57 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

结构处于 8 度区 (地震加速度为  $0.20g$ )，Ⅰ类场地第一组，结构阻尼比为 0.05。试采用振型分解反应谱法，求结构在多遇地震下的最大底部剪力和最大顶点位移。

【解】 由

$$\gamma_j = \frac{\{\phi_j\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ji}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ji}^2}$$

得

$$\gamma_1 = \frac{1 + 1.5 \times 0.648 + 2 \times 0.301}{1 + 1.5 \times 0.648^2 + 2 \times 0.301^2} = 1.421$$

$$\gamma_2 = \frac{1 + 1.5 \times (-0.601) + 2 \times (-0.676)}{1 + 1.5 \times (-0.601)^2 + 2 \times (-0.676)^2} = -0.510$$

$$\gamma_3 = \frac{1 + 1.5 \times (-2.57) + 2 \times 2.47}{1 + 1.5 \times (-2.57)^2 + 2 \times 2.47^2} = 0.090$$

查表 3-2、3-3 得  $T_g = 0.25\text{s}$ ,  $\alpha_{\max} = 0.16$ , 则 (参见图 3-12)

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.25}{0.433} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.0976$$

$$\alpha_2 = \alpha_{\max} = 0.16$$

$$\alpha_3 = \alpha_{\max} = 0.16$$

由

$$F_{ji} = G \alpha_j \gamma_j \phi_{ji}$$

得第一振型各质点（或各楼面）水平地震作用为

$$F_{11} = 2 \times 9.8 \times 0.0976 \times 1.421 \times 0.301 = 0.818 \text{ kN}$$

$$F_{12} = 1.5 \times 9.8 \times 0.0976 \times 1.421 \times 0.648 = 1.321 \text{ kN}$$

$$F_{13} = 1.0 \times 9.8 \times 0.0976 \times 1.421 \times 1 = 1.359 \text{ kN}$$

第二振型各质点水平地震作用为

$$F_{21} = 2 \times 9.8 \times 0.16 \times (-0.510) \times (-0.676) = 1.081 \text{ kN}$$

$$F_{22} = 1.5 \times 9.8 \times 0.16 \times (-0.510) \times (-0.601) = 0.721 \text{ kN}$$

$$F_{23} = 1.0 \times 9.8 \times 0.16 \times (-0.510) \times 1 = -0.800 \text{ kN}$$

第三振型各质点水平地震作用为

$$F_{31} = 2 \times 9.8 \times 0.16 \times 0.09 \times 2.47 = 0.697 \text{ kN}$$

$$F_{32} = 1.5 \times 9.8 \times 0.16 \times 0.09 \times (-2.57) = -0.529 \text{ kN}$$

$$F_{33} = 1.0 \times 9.8 \times 0.16 \times 0.09 \times 1 = 0.141 \text{ kN}$$

则由各振型水平地震作用产生的底部剪力为

$$V_{11} = F_{11} + F_{12} + F_{13} = 3.498 \text{ kN}$$

$$V_{21} = F_{21} + F_{22} + F_{23} = 1.002 \text{ kN}$$

$$V_{31} = F_{31} + F_{32} + F_{33} = 0.309 \text{ kN}$$

通过振型组合求结构的最大底部剪力为

$$V_1 = \sqrt{\sum V_{j1}^2} = \sqrt{3.498^2 + 1.002^2 + 0.309^2} = 3.652 \text{ kN}$$

若仅取前两阶振型反应进行组合

$$V_1 = \sqrt{3.498^2 + 1.002^2} = 3.639 \text{ kN}$$

由各振型水平地震作用产生的结构顶点位移为

$$\begin{aligned} U_{13} &= \frac{F_{11} + F_{12} + F_{13}}{k_1} + \frac{F_{12} + F_{13}}{k_2} + \frac{F_{13}}{k_3} \\ &= \frac{3.498}{1800} + \frac{1.321 + 1.359}{1200} + \frac{1.359}{600} = 6.442 \times 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{23} &= \frac{F_{21} + F_{22} + F_{23}}{k_1} + \frac{F_{22} + F_{23}}{k_2} + \frac{F_{23}}{k_3} \\ &= \frac{1.081}{1800} + \frac{0.721 + (-0.800)}{1200} + \frac{-0.800}{600} = -0.799 \times 10^{-3} \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 U_{33} &= \frac{F_{31} + F_{32} + F_{33}}{k_1} + \frac{F_{32} + F_{33}}{k_2} + \frac{F_{33}}{k_3} \\
 &= \frac{0.309}{1800} + \frac{(-0.529) + 0.141}{1200} + \frac{0.141}{600} = 0.083 \times 10^{-3} \text{ m}
 \end{aligned}$$

通过振型组合求结构的最大顶点位移

$$U_3 = \sqrt{\sum U_{j3}^2} = 10^{-3} \sqrt{6.442^2 + (-0.799)^2 + 0.083^2} = 6.492 \text{ mm}$$

若仅取前两阶振型反应进行组合

$$U_3 = 10^{-3} \sqrt{6.442^2 + (-0.799)^2} = 6.491 \text{ mm}$$

采用振型分解反应谱法计算结构最大地震反应容易犯的一个错误是，先将各振型地震作用组合成总地震作用，然后用总地震作用计算结构总地震反应。这样的计算次序与正确的计算次序（即先由振型地震作用计算振型地震反应，再由振型地震反应组合成总地震反应）所得结果是不一致的。下面以本例底部剪力结果加以说明。

若先计算总地震作用，则各楼层处的总地震作用分别为

$$F_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{21}^2 + F_{31}^2} = \sqrt{0.818^2 + 1.081^2 + 0.697^2} = 1.524 \text{ kN}$$

$$F_2 = \sqrt{F_{12}^2 + F_{22}^2 + F_{32}^2} = \sqrt{1.321^2 + 0.721^2 + (-0.529)^2} = 2.318 \text{ kN}$$

$$F_3 = \sqrt{F_{13}^2 + F_{23}^2 + F_{33}^2} = \sqrt{1.359^2 + (-0.800)^2 + 0.141^2} = 1.609 \text{ kN}$$

按上面各楼层总地震作用所计算的结构底部剪力为

$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 = 1.524 + 2.318 + 1.609 = 5.451 \text{ kN}$$

与前面正确计算次序的结果相比，其值偏大。原因是：振型各质点地震作用有方向性，负值作用与正值作用方向相反，而按平方和开方的方法计算各质点总地震作用，没有反映振型各质点地震作用方向性的影响。

### 5. 振型组合时振型反应数的确定

从例 3-5 可以发现：结构的低阶振型反应大于高阶振型反应，振型阶数越高，振型反应越小。因此，结构的总地震反应以低阶振型反应为主，而高阶振型反应对结构总地震反应的贡献较小。故求结构总地震反应时，不需要取结构全部振型反应进行组合。通过统计分析，振型反应的组合数可按如下规定确定：

- 1) 一般情况下，可取结构前 2~3 阶振型反应进行组合，但不多于结构自由度数。
- 2) 当结构基本周期  $T_1 > 1.5\text{s}$  时或建筑高宽比大于 5 时，可适当增加振型反应组合数。

## 3.5.2 底部剪力法

### 1. 计算假定

采用振型分解反应谱法计算结构最大地震反应精度较高,一般情况下无法采用手算,必须通过计算机计算,且计算量较大。理论分析表明,当建筑物高度不超过 40m,结构以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布较均匀时,结构的地震反应将以第一振型反应为主,而结构的第一振型接近直线。为简化满足上述条件的结构地震反应计算,假定:

- 1) 结构的地震反应可用第一振型反应表征;
- 2) 结构的第一振型为线性三角形,如图 3-17 所示。即任意质点的第一振型位移与其高度成正比

$$\phi_{1i} = CH_i \quad (3-123)$$

式中  $C$  为比例常数,  $H_i$  为质点  $i$  离地面的高度。

## 2. 底部剪力的计算

由上述假定,任意质点  $i$  的水平地震作用为

$$\begin{aligned} F_i &= G\alpha_1 \gamma_1 \phi_{1i} = G\alpha_1 \frac{[\phi_1]^T [M] \{1\}}{[\phi_1]^T [M] \{\phi_1\}} \phi_{1i} \\ &= G\alpha_1 \frac{\sum_{j=1}^n G_j \phi_{1j}}{\sum_{j=1}^n G_j \phi_{1j}^2} \phi_{1i} \end{aligned} \quad (3-124)$$

将式(3-123)代入上式得

$$F_i = \frac{\sum_{j=1}^n G_j H_j}{\sum_{j=1}^n G_j H_j^2} G_i H_i \alpha_1 \quad (3-125)$$

则结构底部剪力为

$$\begin{aligned} F_{Ek} &= \sum_{i=1}^n F_i = \frac{\sum_{j=1}^n G_j H_j}{\sum_{j=1}^n G_j H_j^2} \sum_{i=1}^n G_i H_i \alpha_1 \\ &= \frac{(\sum_{j=1}^n G_j H_j)^2}{(\sum_{j=1}^n G_j H_j^2) (\sum_{j=1}^n G_j)} \alpha_1 \end{aligned} \quad (3-126)$$

令

$$\chi = \frac{(\sum_{j=1}^n G_j H_j)^2}{(\sum_{j=1}^n G_j H_j^2) (\sum_{j=1}^n G_j)} \quad (3-127)$$

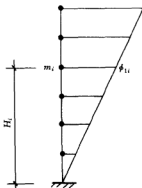


图 3-17 结构简化第一振型

$$G_{eq} = \chi G_E = \chi \sum_{j=1}^n G_j \quad (3-128)$$

式中  $G_{eq}$ ——结构等效总重力荷载；

$\chi$ ——结构总重力荷载等效系数。

结构底部剪力的计算可简化为

$$F_{Ek} = G_{eq} \alpha_1 \quad (3-129)$$

一般建筑各层重量和层高均大致相同，即

$$G_i = G_j = G \quad (3-130)$$

$$H_j = jh \quad (3-131)$$

式中  $h$  为层高。将式 (3-130)、式 (3-131) 代入式 (3-127) 得

$$\chi = \frac{3(n+1)}{2(2n+1)} \quad (3-132)$$

对于单质点体系,  $n=1$ , 则  $\chi=1$ 。对于多质点体系,  $n \geq 2$ , 则  $\chi=0.75 \sim 0.9$ , 抗震规范规定统一取  $\chi=0.85$ 。

### 3. 地震作用分布

按式 (3-129) 求得结构的底部剪力即结构所受的总水平地震作用后, 再将其分配至各质点上 (图 3-18)。为此, 将式 (3-125) 改写为

$$F_i = \frac{\left( \sum_{j=1}^n G_j H_j \right)^2}{\left( \sum_{j=1}^n G_j H_j^2 \right) \left( \sum_{j=1}^n G_j \right)} \left( \sum_{j=1}^n G_j \right) \alpha_1 \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \quad (3-133)$$

将式 (3-127)、式 (3-128) 和式 (3-129) 代入上式得

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3-134)$$

式 (3-134) 表达的地震作用分布实际仅考虑了第一振型地震作用。当结构基本周期较长时, 结构的高阶振型地震作用影响将不能忽略。图 3-19 显示了高阶振型反应对地震作用分布的影响, 可见高阶振型反应对结构上部地震作用的影响较大, 为此我国抗震规范采用在结构顶部附加集中水平地震作用的方法考虑高阶振型的影响。规范规定, 当结构基本周期  $T_1 > 1.4T_g$  时, 需在结构顶部附加如下集中水平地震作用

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (3-135)$$

其中,  $\delta_n$  为结构顶部附加地震作用系数, 对于多层钢筋混凝土房屋和钢结构房屋按表 3-4 采用, 对于多层内框架砖房

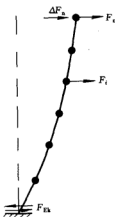


图 3-18 底部剪力法地震作用分布

取  $\delta_n = 0.2$ , 其他房屋可不考虑。



图 3-19 高阶振型反应对地震作用

(a) 各阶振型地震反应; (b) 总地震作用分布; (c) 等效地震作用分布

顶部附加地震作用系数

表 3-4

$T_g$ (s)	$T_1 > 1.4 T_g$	$T_1 \leq 1.4 T_g$
$\leq 0.35$	$0.08 T_1 + 0.07$	不考虑
$0.35 \sim 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
$\geq 0.55$	$0.08 T_1 - 0.02$	

当考虑高阶振型的影响时, 结构的底部剪力仍按式 (3-129) 计算而保持不变, 但各质点的地震作用需按  $F_{Ei} - \Delta F_n = (1 - \delta_n) F_{Ei}$  进行分布, 即

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) F_{Ei} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3-136)$$

#### 4. 鞭梢效应

底部剪力法适用于重量和刚度沿高度分布均比较均匀的结构。当建筑物有局部突出屋面的小建筑 (如屋顶间、女儿墙、烟囱) 等时, 由于该部分结构的重量和刚度突然变小, 将产生鞭梢效应, 即局部突出小建筑的地震反应有加强的现象。因此, 当采用底部剪力法计算这类小建筑的地震作用效应时, 按式 (3-134) 或式 (3-136) 计算作用在小建筑上的地震作用需乘以增大系数, 抗震规范规定该增大系数取为 3。但是, 应注意鞭梢效应只对局部突出小建筑有影响, 因此作用在小建筑上的地震作用向建筑主体传递时 (或计算建筑主体的地震作用效应时), 则不乘增大系数。

【例 3-6】 结构同例 3-4, 设计基本地震加速度及场地条件同例 3-5。

试采用底部剪力法求结构在多遇地震下的最大底部剪力和最大顶点位移。

【解】 由例 3-5 已求得  $\alpha_1 = 0.0976$ , 而结构总重力荷载为

$$G_E = (1.0 + 1.5 + 2.0) \times 9.8 = 44.1 \text{ kN}$$

则结构的底部剪力为

$$\begin{aligned}
 F_{Ek} &= G_{eq}\alpha_1 = 0.85 G_{E}\alpha_1 \\
 &= 0.85 \times 44.1 \times 0.0976 = 3.659 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

已知  $T_g = 0.25\text{s}$ ,  $T_1 = 0.433\text{s} > 1.4T_g = 0.35\text{s}$ 。设该结构为钢筋混凝土房屋结构, 则需考虑结构顶部附加集中作用。查表 3-4 得

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.08 \times 0.433 + 0.07 = 0.105$$

则

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.105 \times 3.659 = 0.384 \text{ kN}$$

又已知  $H_1 = 5\text{m}$ ,  $H_2 = 9\text{m}$ ,  $H_3 = 13\text{m}$ ,

$$\sum_{j=1}^n G_j H_j = (2 \times 5 + 1.5 \times 9 + 1 \times 13) \times 9.8 = 357.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则作用在结构各楼层上的水平地震作用为

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \frac{G_1 H_1}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \delta_n) F_{Ek} \\
 &= \frac{2 \times 5 \times 9.8}{357.7} \times (1 - 0.105) \times 3.659 = 0.897 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$F_2 = \frac{1.5 \times 9 \times 9.8}{357.7} \times (1 - 0.105) \times 3.659 = 1.211 \text{ kN}$$

$$F_3 = \frac{1.0 \times 13 \times 9.8}{357.7} \times (1 - 0.105) \times 3.659 = 1.166 \text{ kN}$$

由此得结构的顶点位移为

$$\begin{aligned}
 U_3 &= \frac{F_{Ek}}{k_1} + \frac{F_2 + F_3 + \Delta F_n}{k_2} + \frac{F_{33} + \Delta F_n}{k_3} \\
 &= \frac{3.659}{1800} + \frac{1.211 + 1.166 + 0.384}{1200} + \frac{1.166 + 0.384}{600} = 6.917 \times 10^{-3} \text{ m}
 \end{aligned}$$

与例 3-5 的结果对比, 可见底部剪力法的计算结果与振型分解反应谱法的计算结果是很接近的。

### 3.5.3 结构基本周期的近似计算

采用底部剪力法进行结构抗震计算, 只需知道结构基本周期, 如采用特征方程 (3-69) 计算结构基本周期, 不仅需通过计算机计算, 而且计算量较大。下面介绍几种计算结构基本周期的近似方法, 计算量小, 精度高, 可以手算。

#### 1. 能量法

能量法的理论基础是能量守恒原理, 即一个无阻尼的弹性体系作自由振动时, 其总能量 (变形能与动量之和) 在任何时刻均保持不变。

图 3-20 为一多质点弹性体系, 设其质量矩阵和刚度矩阵分别为  $[M]$  和  $[K]$ 。令  $\{x(t)\}$  为体系自由振动  $t$  时刻质点水平位移向量, 因弹性体系自由振动是简谐运动,  $\{x(t)\}$  可表示为

$$\{x(t)\} = \{\phi\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3-137)$$

式中  $\{\phi\}$  ——体系的振型位移幅向量;

$\omega$ 、 $\varphi$  ——体系的自振圆频率和初相位角。

则体系质点水平速度向量为

$$\{\dot{x}(t)\} = \omega \{\phi\} \cos(\omega t + \varphi) \quad (3-138)$$

当体系振动到达振幅最大值时, 体系变形能达到最大值  $U_{\max}$ , 而体系的动能等于零。此时体系的振动能为

$$\begin{aligned} E_d = U_{\max} &= \frac{1}{2} \{x(t)\}^T [K] \{x(t)\}_{\max} \\ &= \frac{1}{2} \{\phi\}^T [K] \{\phi\} \end{aligned} \quad (3-139a)$$

当体系达到平衡位置时, 体系质点振幅为零, 但质点速度达到最大值  $T_{\max}$ , 而体系变形能等于零。此时, 体系的振动能为

$$E_d = T_{\max} = \frac{1}{2} \{x(t)\}^T [M] \{\dot{x}(t)\}_{\max} = \frac{1}{2} \omega^2 \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (3-139b)$$

由能量守恒原理,  $T_{\max} = U_{\max}$ , 得

$$\omega^2 = \frac{\{\phi\}^T [K] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3-140)$$

当体系质量矩阵  $[M]$  和刚度矩阵已知时, 频率  $\omega$  是振型  $\{\phi\}$  的函数, 当所取的振型为第  $i$  阶振型  $\{\phi_i\}$  时, 按式 (3-140) 求得的是第  $i$  阶的自振频率  $\omega_i$ 。为求得体系基本频率  $\omega_1$ , 需确定体系第一振型, 注意到  $[K] \{\phi_1\} = \{F_1\}$  为产生第一阶振型  $\{\phi_1\}$  的力向量, 如果近似将作用于各质点的重力荷载  $G_i$  当做水平力所产生的质点水平位移  $u_i$  作为第一振型位移, 则

$$\omega_1^2 = \frac{\{\phi_1\}^T \{F_1\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2} = \frac{g \sum_{i=1}^n G_i u_i}{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2} \quad (3-141)$$

注意到  $T_1 = 2\pi/\omega_1$ ,  $g = 9.8\text{m/s}^2$ , 则由式 (3-141) 可得

$$T_1 = 2 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n G_i u_i}} \quad (3-142)$$

式中  $u_i$  ——将各质点的重力荷载  $G_i$  视为水平力所产生的质点  $i$  处的水平位移, 单位为  $\text{m}$ 。

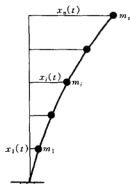


图 3-20 多质点弹性体系自由振动

【例 3-7】 采用能量法求例 3-4 结构的基本周期。

【解】 各楼层的重力荷载为

$$G_3 = 1 \times 9.8 = 9.8 \text{ kN}$$

$$G_2 = 1.5 \times 9.8 = 14.7 \text{ kN}$$

$$G_1 = 2 \times 9.8 = 19.6 \text{ kN}$$

将各楼层的重力荷载当做水平力产生的楼层剪力为

$$V_3 = G_3 = 9.8 \text{ kN}$$

$$V_2 = G_3 + G_2 = 24.5 \text{ kN}$$

$$V_1 = G_3 + G_2 + G_1 = 44.1 \text{ kN}$$

则将楼层重力荷载当做水平力所产生的楼层水平位移为

$$u_1 = \frac{V_1}{k_1} = \frac{44.1}{1800} = 0.0245 \text{ m}$$

$$u_2 = \frac{V_2}{k_2} + u_1 = \frac{24.5}{1200} + 0.0245 = 0.0449 \text{ m}$$

$$u_3 = \frac{V_3}{k_3} + u_2 = \frac{9.8}{600} + 0.0449 = 0.0613 \text{ m}$$

由式 (3-142) 求基本周期

$$T_1 = 2 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n G_i u_i}} = 2 \sqrt{\frac{19.6 \times 0.0245^2 + 14.7 \times 0.0449^2 + 9.8 \times 0.0613^2}{19.6 \times 0.0245 + 14.7 \times 0.0449 + 9.8 \times 0.0613}}$$

$$= 0.424 \text{ s}$$

与精确解的相对误差为 -2%。

## 2. 等效质量法

等效质量法的思想是用一个等效单质点体系来代替原来的多质点体系，如图 3-21 所示。等效原则为：

1) 等效单质点体系的自振频率与原多质点体系的基本自振频率相等；

2) 等效单质点体系自由振动的最大动能与原多质点体系的基本自由振动的最大动能相等。

多质点体系按第一振型振动的最大动能为

$$U_{1\max} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i (\omega_1 x_i)^2 \quad (3-143)$$

等效单位质点的最大动能为

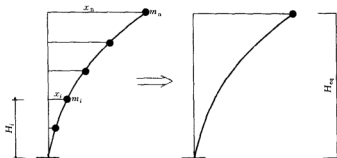


图 3-21 用单质点体系等效多质点体系

$$U_{2\max} = \frac{1}{2} m_{\text{eq}} (\omega_1 x_{\text{eq}})^2 \quad (3-144)$$

由  $U_{1\max} = U_{2\max}$ , 可得等效单质点体系的质量为

$$m_{\text{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i^2}{x_{\text{eq}}^2} \quad (3-145)$$

式中  $x_i$ ——体系按第一振型振动时, 质点  $m_i$  处的最大位移;

$x_{\text{eq}}$ ——体系按第一振型振动时, 相应于等效质点  $m_{\text{eq}}$  处的最大位移。

上式中,  $x_i$ 、 $x_{\text{eq}}$  可通过将体系各质点重力荷载当做水平力所产生的体系水平位移确定。

若体系为图 3-22 所示的连续质量悬臂梁结构体系, 将其等效为位于结构顶部的单质点体系时, 可将式 (3-145) 改写为

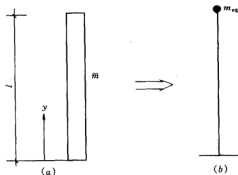


图 3-22 连续质量悬臂体系 (a) 及其等效质量体系 (b)

$$m_{\text{eq}} = \frac{\int_0^l \bar{m} x^2 dy}{x_{\text{eq}}^2} \quad (3-146)$$

式中  $\bar{m}$ ——沿高度方向悬臂结构单位长度质量。



当悬臂结构为等截面的均质体系时,可近似采用水平均布荷载  $q = \bar{m} g$  产生的水平侧移曲线作为第一振型曲线,即:

若为弯曲型结构

$$x(y) = \frac{q}{24EI} (y^4 - 4ly^3 + 6l^2y^2) \quad (3-147a)$$

$$x_{eq} = x(l) = \frac{ql^4}{8EI} \quad (3-148a)$$

若为剪切型结构

$$x(y) = \frac{q}{GA} \left( ly - \frac{y^2}{2} \right) \quad (3-147b)$$

$$x_{eq} = x(l) = \frac{ql^2}{2GA} \quad (3-148b)$$

式中  $I$ ——悬臂结构截面惯性矩;

$A$ ——悬臂结构截面面积;

$E$ 、 $G$ ——分别为弹性模量和剪变模量。

将式 (3-147)、(3-148) 代入式 (3-146) 可得

$$m_{eq} = 0.25 \bar{m} l \quad \text{弯曲型悬臂结构} \quad (3-149)$$

$$m_{eq} = 0.40 \bar{m} l \quad \text{剪切型悬臂结构} \quad (3-150)$$

显然,对于弯曲型悬臂结构,等效单质点质量介于  $m_{eq} = (0.25 \sim 0.4) \bar{m} l$  之间。

确定等效单质点体系的质量  $m_{eq}$  后,即可按单质点体系计算原多质点体系的基本频率和基本周期

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{1}{m_{eq} \delta}} \quad (3-151)$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{m_{eq} \delta} \quad (3-152)$$

式中  $\delta$ ——体系在等效质点处受单位水平力作用所产生的水平位移。

**【例 3-8】** 采用等效质量法求例 3-4 结构的基本周期。

**【解】** 将等效单质点体系的质点置于结构第二层 (图 3-23), 按式 (3-145) 计算等效质量。由例 3-7 已知:

$$x_1 = 0.0245\text{m}, \quad x_2 = 0.0449\text{m}, \quad x_3 = 0.0613\text{m}, \quad x_{eq} = x_2$$

则

$$m_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i^2}{x_{eq}^2} = \frac{2000 \times 0.0245^2 + 1500 \times 0.0449^2 + 1000 \times 0.0613^2}{0.0449^2} = 3959 \text{ kg}$$

在单位质点下施加单位水平力产生的水平位移为

$$\delta = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} = \frac{1}{1800 \times 10^3} + \frac{1}{1200 \times 10^3} = 1.389 \times 10^{-6} \text{ m/N}$$

由式 (3-152), 体系基本周期为

$$T_1 = 2\pi \sqrt{3959 \times 1.389 \times 10^{-6}} = 0.466 \text{ s}$$

与精确解的相对误差为 7.6%

### 3. 顶点位移法

顶点位移法的基本思想是, 将悬臂结构的基本周期用将结构重力荷载作为水平荷载所产生的顶点位移  $u_T$  来表示。例如, 对于质量沿高度均匀分布的等截面弯曲型悬臂杆, 基本周期为

$$T_1 = 1.78 \sqrt{\frac{\bar{m} l^4}{EI}} \quad (3-153)$$

由式 (3-148) 知, 将重力分布荷载  $\bar{m} g$  作为水平分布荷载产生的悬臂杆顶点位移为

$$u_T = \frac{\bar{m} g l^4}{8EI}$$

将上式代入式 (3-153) 得

$$T_1 = 1.6 \sqrt{u_T} \quad (3-154)$$

同样, 对于质量沿高度均匀分布的等截面剪切型悬臂杆, 可得

$$T_1 = 1.8 \sqrt{u_T} \quad (3-155)$$

式 (3-154)、(3-155) 可推广用于质量和刚度沿高度非均匀分布的弯曲型和剪切型结构基本周期的近似计算。当结构为弯剪型时, 可取

$$T_1 = 1.7 \sqrt{u_T} \quad (3-156)$$

注意式 (3-154)、(3-155)、(3-156) 中结构顶点位移  $u_T$  的单位为 m。

【例 3-9】采用顶点位移法计算例 3-4 结构的基本周期。

【解】例 3-7 中, 已求得结构在重力荷载当做水平荷载作用下的顶点位移为

$$u_T = 0.0613 \text{ m}$$

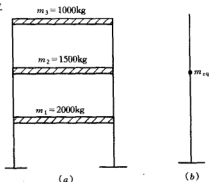


图 3-23 连续质量悬臂体系 (a) 及其等效质量体系 (b)

因本例结构为剪切型结构,由式(3-155)计算结构基本周期为

$$T_1 = 1.8 \sqrt{u_T} = 1.8 \sqrt{0.0613} = 0.0446\text{s}$$

与精确解的误差为3%。

### § 3.6 竖向地震作用

震害调查表明,在烈度较高的震中区,竖向地震对结构的破坏也会有较大影响。烟囱等高耸结构和高层建筑的上部在竖向地震的作用下,因上下振动,而出现受拉破坏,对于大跨度结构,竖向地震引起的结构上下振动惯性力,相当增加结构的上下荷载作用。因此我国抗震规范(GB 50011—2001)规定:设防烈度为8度和9度区的大跨度屋盖结构,长悬臂结构,烟囱及类似高耸结构和设防烈度为9度区的高层建筑,应考虑竖向地震作用。

#### 3.6.1 高耸结构及高层建筑

可采用类似于水平地震作用的底部剪力法,计算高耸结构及高层建筑的竖向地震作用。即先确定结构底部总竖向地震作用,再计算作用在结构各质点上的竖向地震作用(参见图3-24),公式为

$$F_{Evk} = \alpha_{vi} G_{eq} \quad (3-157)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j^2} F_{Evk} \quad (3-158)$$

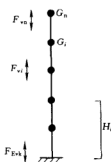


图 3-24 高耸  
结构与高层建筑  
竖向地震作用

式中  $F_{Evk}$ ——结构总竖向地震作用标准值;

$F_{vi}$ ——质点  $i$  的竖向地震作用标准值;

$\alpha_{vi}$ ——按结构竖向基本周期计算的竖向地震影响系数;

$G_{eq}$ ——结构等效总重力荷载。

上式中结构等效总重力荷载同样按式(3-128)计算,其中等效系数  $\chi$  可按式(3-132)确定。由于高耸结构或高层建筑质点数  $n$  较大,规范规定统一取  $\chi = 0.75$ ,即计算高耸结构或高层建筑竖向地震作用时,结构等效总重力荷载取为实际总重力荷载的75%。

分析表明,竖向地震反应谱与水平地震反应谱大致相同,因此竖向地震影响系数谱与图3-12所示水平地震影响系数谱形状类似。因高耸结构或高层建筑竖向基本周期很短,一般处在地震影响系数最大值的周期范围内,同时注意到竖向地震动加速度峰值为水平地震动加速度峰值

的  $1/2 \sim 2/3$ ，因而可近似取竖向地震影响系数最大值为水平地震影响系数最大值的 65%，则有

$$\alpha_{v1} = 0.65\alpha_{\max} \quad (3-159)$$

其中， $\alpha_{\max}$  按表 3-3 确定。

计算竖向地震作用效应时，可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配，并乘以 1.5 的竖向地震动力效应增大系数。

### 3.6.2 大跨度结构

大量分析表明，对平板型网架、大跨度屋盖、长悬臂结构的大跨度结构的主要构件，竖向地震作用内力与重力荷载的内力比值彼此相差一般不大，因而可以认为竖向地震作用的分布与重力荷载的分布相同，其大小可按下式计算

$$F_v = \zeta_v G \quad (3-160)$$

式中  $F_v$ ——竖向地震作用标准值；

$G$ ——重力荷载标准值；

$\zeta_v$ ——竖向地震作用系数，对于平板型网架和跨度大于 24m 屋架按表 3-5 采用；对于长悬臂和其他大跨度结构，8 度时取  $\zeta_v = 0.1$ ，9 度时取  $\zeta_v = 0.2$ 。

竖向地震作用系数

表 3-5

结构类别	烈 度	场 地 类 别		
		I	II	III、IV
平板型网架钢屋架	8	不考虑 (0.10)	0.08 (0.12)	0.10 (0.15)
	9	0.15	0.15	0.20
钢筋混凝土屋架	8	0.10 (0.15)	0.13 (0.19)	0.13 (0.19)
	9	0.20	0.25	0.25

注：括号中数值用于设计基本地震加速度为  $0.30g$  的地区。

## § 3.7 结构平扭耦合地震反应与双向水平地震影响

本章 § 3.2 ~ § 3.5 所讨论的单向水平地震作用下结构沿地震方向反应及地震作用计算，只适用于结构平面布置规则、无显著刚度与质量偏心的情况。然而，为满足建筑上外观多样化和功能现代化的要求，结构平面往往满足不了均匀、规则、对称的要求，而存在较大的偏心。结构平面质量中心与刚度中心的不重合

(即存在偏心), 将导致水平地震下结构的扭转振动, 对结构抗震不利。因此, 我国抗震规范规定: 对于质量和刚度明显不均匀、不对称的结构, 应考虑水平地震作用的扭转影响。

由于地震动是多维运动, 当结构在平面两个主轴方向均存在偏心时, 则沿两个方向的水平地震动都将引起结构扭转振动。此外, 地震动绕地面竖轴扭转分量, 也对结构扭转动力反应有影响, 但由于目前缺乏地震动扭转分量的强震记录, 因而由该原因引起的扭转效应还难于确定。下面主要讨论由水平地震引起的多高层建筑结构平扭耦合地震反应。

### 3.7.1 平扭耦合体系的运动方程

根据多高层建筑的特点, 为简化计算, 可采用以下假定:

- (1) 建筑各层楼板在其自身平面内为绝对刚性, 楼板在其水平面内的移动为刚体位移。
- (2) 建筑整体结构由多榀平面内受力的抗侧力结构(框架或剪力墙)构成, 如图 3-25 所示。各榀抗侧力结构在其自身平面内刚度很大, 在平面外刚度较小, 可以忽略。
- (3) 结构的抗扭刚度主要由各榀抗侧力结构的侧移恢复力提供, 结构所有构件自身的抗扭作用可以忽略。
- (4) 将所有质量(包括梁、柱、墙等质量)都集中到各层楼板处。

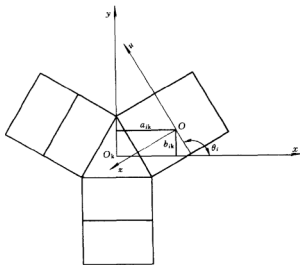


图 3-25 平面抗侧力结构与楼板坐标系

在上述假定下, 结构的运动可用每一楼层某一参考点沿两个正交方向的水平移动和绕通过该点竖轴的转动来描述。为便于结构运动方程的建立, 可将各楼层

的质心定为楼层运动参考点。这样,描述结构各楼层运动的楼层坐标系原点不一定在同一竖轴上(如图 3-26 所示),但各楼层坐标轴方向一致。

利用达朗贝尔原理,按结构静力分析的矩阵位移方法,可建立多高层建筑在双向水平地震作用下的运动方程为

$$[K]\{D\} = \{F_2\} + \{F_c\} \quad (3-161)$$

式中

$$\{D\} = \begin{Bmatrix} \{D_x\} \\ \{D_y\} \\ \{D_\varphi\} \end{Bmatrix} \quad (3-162)$$

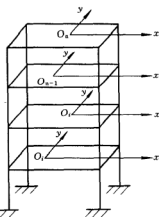


图 3-26 结构整体坐标系

$\{D_x\}$ 、 $\{D_y\}$ ——结构各楼层质心沿  $x$  轴平移和沿  $y$  轴平移向量;

$\{D_\varphi\}$ ——结构各楼层扭转角向量;

$[K]$ ——结构总体刚度矩阵;

$$[K] = \Sigma [K]_i \quad (3-163)$$

$[K]_i$ ——第  $i$  榀抗侧力结构在整体坐标系下的刚度矩阵;

$$[K]_i = \begin{bmatrix} [K_{xx}]_i & [K_{xy}]_i & [K_{x\varphi}]_i \\ [K_{yx}]_i & [K_{yy}]_i & [K_{y\varphi}]_i \\ [K_{\varphi x}]_i & [K_{\varphi y}]_i & [K_{\varphi\varphi}]_i \end{bmatrix} \quad (3-164)$$

$$[K_{xx}]_i = \cos^2 \theta_i [K_u]_i$$

$$[K_{xy}]_i = [K_{yx}]_i^T = \cos \theta_i \sin \theta_i [K_u]_i$$

$$[K_{yy}]_i = \sin^2 \theta_i [K_u]_i \quad (3-165)$$

$$[K_{x\varphi}]_i = [K_{\varphi x}]_i^T = \cos \theta_i (-\cos \theta_i [b]_i + \sin \theta_i [a]_i) [K_u]_i$$

$$[K_{y\varphi}]_i = [K_{\varphi y}]_i^T = \sin \theta_i (-\cos \theta_i [b]_i + \sin \theta_i [a]_i) [K_u]_i$$

$$[K_{\varphi\varphi}]_i = (-\cos \theta_i [b]_i + \sin \theta_i [a]_i)^2 [K_u]_i$$

$$[a]_i = \begin{bmatrix} a_{i1} \\ a_{i2} \\ \vdots \\ a_{in} \end{bmatrix} \quad (3-166a)$$

$$[b]_i = \begin{bmatrix} b_{i1} & & & & \\ & b_{i2} & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & b_{in} \end{bmatrix} \quad (3-166b)$$

$[K_u]_i$ ——第  $i$  榀抗侧力结构在其自身平面内的楼层侧移刚度矩阵;

$a_{ij}$ 、 $b_{ij}$ ——第  $i$  榀抗侧力结构上任一固定点在结构第  $j$  层整体坐标下的坐标值 (见图 3-25);

$\theta_i$ ——第  $i$  榀抗侧力结构与整体坐标  $x$  轴间夹角;

$$\{F_i\} = \begin{Bmatrix} \{F_{ix}\} \\ \{F_{iy}\} \\ \{F_{ip}\} \end{Bmatrix} \quad (3-167)$$

$\{F_{ix}\}$ 、 $\{F_{iy}\}$ ——作用在结构各楼层质心处沿  $x$  轴和沿  $y$  轴水平惯性力向量;

$\{F_{ip}\}$ ——作用在结构各楼层惯性扭矩向量;

$$\begin{aligned} \{F_{ix}\} &= -([M]\{\ddot{D}_x\} + [M]\{1\}\ddot{x}_g) \\ \{F_{iy}\} &= -([M]\{\ddot{D}_y\} + [M]\{1\}\ddot{y}_g) \\ \{F_{ip}\} &= -[J]\{\ddot{D}_\varphi\} \end{aligned} \quad (3-168)$$

$\ddot{x}_g$ 、 $\ddot{y}_g$ ——沿  $x$  轴和  $y$  轴方向水平地面运动加速度;

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (3-169)$$

$$[J] = \begin{bmatrix} J_1 & & & & \\ & J_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & J_n \end{bmatrix} \quad (3-170)$$

- $m_i$ ——结构第  $i$  楼层的质量;  
 $J_i$ ——结构第  $i$  楼层绕本层质心的转动惯量;  
 $n$ ——结构的楼层数;  
 $\{F_c\}$ ——阻尼力向量。

由式 (3-167)、(3-168),  $\{F_1\}$  可表示为

$$\{F_1\} = -([M]\{\ddot{D}\} + [M]\{\ddot{D}_g\}) \quad (3-171)$$

式中  $[M]$ ——结构总质量矩阵;

$$[M] = \begin{bmatrix} [m] & & \\ & [m] & \\ & & [J] \end{bmatrix} \quad (3-172)$$

$$\{\ddot{D}_g\} = \begin{Bmatrix} \{1\} \ddot{x}_g \\ \{1\} \ddot{y}_g \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3-173)$$

$\{1\}$ 、 $\{0\}$ ——分别为由  $n$  个 1 元素和  $n$  个 0 元素组成的向量。

由粘滞阻尼理论, 结构阻尼力向量可表达为

$$\{F_c\} = -[C]\{\dot{D}\} \quad (3-174)$$

式中  $[C]$ ——结构总体阻尼矩阵, 可采用瑞雷阻尼模型通过结构总体刚度矩阵和总体质量矩阵线性组合获得。

将式 (3-171)、(3-174) 代入式 (3-161), 得结构平扭耦合运动微分方程为

$$[M]\{\ddot{D}\} + [C]\{\dot{D}\} + [K]\{D\} = -[M]\{\ddot{D}_g\} \quad (3-175)$$

### 3.7.2 平扭耦合体系的地震作用

由体系的自由振动方程

$$[M]\{\ddot{D}\} + [K]\{D\} = -\{0\} \quad (3-176)$$

可求得体系的各阶周期为  $T_j$ , 振型为

$$\{\phi_j\} = \begin{Bmatrix} \{x_j\} \\ \{y_j\} \\ \{\varphi_j\} \end{Bmatrix} \quad j = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3-177)$$

其中

$$\begin{aligned} \{x_j\} &= [x_{j1}, x_{j2}, \dots, x_{jn}]^T \\ \{y_j\} &= [y_{j1}, y_{j2}, \dots, y_{jn}]^T \\ \{\varphi_j\} &= [\varphi_{j1}, \varphi_{j2}, \dots, \varphi_{jn}]^T \end{aligned} \quad (3-178)$$



式中  $x_{ji}$ 、 $y_{ji}$ ——振型  $j$  楼层  $i$  质心沿  $x$  轴和  $y$  轴方向的水平位移；  
 $\varphi_{ji}$ ——振型  $j$  楼层  $i$  的扭转角。

令

$$\{D\} = \sum q_j \{\phi_j\} \quad (3-179)$$

将式 (3-179) 代入运动方程 (3-175)，利用振型的正交性，按与式 (3-97) 相同的推导方法，可得正则坐标  $q_j$  的控制方程为

$$\ddot{q}_j + 2\omega_j \zeta_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\gamma_{xj} \ddot{x}_g - \gamma_{yj} \ddot{y}_g \quad (3-180)$$

式中  $\gamma_{xj}$ 、 $\gamma_{yj}$ ——分别为  $x$  方向地震动和  $y$  方向地震动振型参与系数，

$$\gamma_{xj} = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (x_{ji}^2 + y_{ji}^2 + r_i^2 \varphi_{ji}^2) G_i} \quad (3-181a)$$

$$\gamma_{yj} = \frac{\sum_{i=1}^n y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (x_{ji}^2 + y_{ji}^2 + r_i^2 \varphi_{ji}^2) G_i} \quad (3-181b)$$

$$G_i = m_i g$$

$$r_i = \sqrt{\frac{J_i}{m_i}}$$

由于地震反应谱是关于一个地震记录定义的，因此，如果采用振型分解反应谱法求平扭耦合体系最大反应，则只能考虑单向水平地震动的影响，此时体系水平地震作用的计算公式为

$$\begin{aligned} F_{xji} &= G_{xj} \gamma_{ij} x_{ji} \\ F_{yji} &= G_{yj} \gamma_{ij} y_{ji} \\ F_{\varphi ji} &= G_{\varphi j} \gamma_{ij} r_i^2 \varphi_{ji} \end{aligned} \quad (3-182)$$

式中  $F_{xji}$ 、 $F_{yji}$ ——分别为振型  $j$  楼层  $i$  质心处  $x$  方向和  $y$  方向水平地震作用标准值；

$F_{\varphi ji}$ ——振型  $j$  楼层  $i$  扭转地震作用标准值；

$\gamma_{ij}$ ——振型参与系数，当仅考虑  $x$  方向地震动时， $\gamma_{ij} = \gamma_{xj}$ ；当仅考虑  $y$  方向地震动时  $\gamma_{ij} = \gamma_{yj}$ ；当考虑与  $x$  方向斜交  $\theta$  角的地震时， $\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta$ ；

$\alpha_j$ ——与体系自振周期  $T_j$  相应的地震影响系数。

### 3.7.3 振型组合

由每一振型地震作用按静力分析方法求得某一特定最大振型地震反应后，同

样需进行振型组合求该特定最大总地震反应。与结构单向平移水平地震反应计算相比,考虑平扭耦合效应进行振型组合时,需注意由于平扭耦合体系有  $x$  向、 $y$  向和扭转三个主振方向,取  $3r$  个振型组合可能只相当于不考虑平扭耦合影响时只取  $r$  个振型组合的情况,故平扭耦合体系的组合数比非平扭耦合体系的振型组合数多,一般应为 3 倍以上。此外,由于平扭耦合影响,一些振型的频率间隔可能很小,振型组合时,需考虑不同振型地震反应间的相关性。为此,可采用完全二次振型组合法 (CQC 法),即按下式计算地震作用效应  $S$

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^r \sum_{k=1}^r \rho_{jk} S_j S_k} \quad (3-183)$$

其中

$$\rho_{jk} = \frac{8(1 + \lambda_T) \lambda_T^{1.5} \zeta^2}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 2(1 + \lambda_T)^2 (1 + \lambda_T^2) \zeta^2} \quad (3-184)$$

式中  $S_j$ 、 $S_k$ ——分别为振型  $j$  和振型  $k$  地震作用效应;

$\rho_{jk}$ ——振型  $j$  和振型  $k$  相关系数,式 (3-184) 是按各阶振型阻尼比均相等时得出的;

$\lambda_T$ ——振型  $k$  与振型  $j$  的自振周期比;

$\zeta$ ——结构阻尼比;

$r$ ——振型组合数,可取  $r=9 \sim 15$ 。

表 3-6 列出了  $\rho_{jk}$  与  $\lambda_T$  的关系 (取  $\zeta=0.05$ ),从中可以看出,  $\rho_{jk}$  随两个振型周期比  $\lambda_T$  的减小迅速衰减,当  $\lambda_T < 0.7$  时,两个振型的相关性已经很小,可以不再计。

$\rho_{jk}$  与  $\lambda_T$  的数值关系 ( $\zeta=0.05$ )

表 3-6

$\lambda_T$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1.0
$\rho_{jk}$	0.010	0.018	0.035	0.071	0.165	0.472	0.791	1.000

### 3.7.4 双向水平地震影响

按式 (3-182) 可分别计算  $x$  向水平地震动和  $y$  向水平地震动产生的各阶水平地震作用,按式 (3-183) 进行振型组合,可分别得出由  $x$  向水平地震动产生的某一特定地震作用效应 (如楼层位移、构件内力等) 和由  $y$  向水平地震动产生的同一地震效应,分别计为  $S_x$ 、 $S_y$ 。同样,由于  $S_x$ 、 $S_y$  不一定在同一时刻发生,可采用平方和开方的方式估计由双向水平地震产生的地震作用效应。根据强震观测记录的统计分析,两个方向水平地震加速度的最大值不相等;二者之比为 1:0.85,则可按下面两式的较大值确定双向水平地震作用效应。

$$S = \sqrt{S_x^2 + (0.85 S_y)^2} \quad (3-185a)$$

$$S = \sqrt{(0.85S_x)^2 + S_y^2} \quad (3-185b)$$

假设  $S_x \geq S_y$ ，表 3-7 列出了  $S/S_x$  与  $S_y/S_x$  的关系，从中可知，当两个方向水平地震单独作用的效应相等时，双向水平地震的影响最大；此时双向水平地震作用效应是单向水平地震作用效应的 1.31 倍。随着两个方向水平地震单独作用的效应之比减小，双向水平地震的影响也减小。

$S/S_x$  与  $S_y/S_x$  的数值关系

表 3-7

$S_y/S_x$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0
$S/S_x$	1.31	1.26	1.21	1.16	1.12	1.09	1.06	1.03	1.01	1.00	1.00

考虑到一般建筑结构角部构件受双向水平地震作用的影响较大，为便于工程设计，抗震计算时可只考虑单向水平地震作用，但将角部构件的水平地震作用效应提高 30%，然后与其他荷载组合。

### § 3.8 结构非弹性地震反应分析

在罕遇地震（大震）下，允许结构开裂，产生塑性变形，但不允许结构倒塌。为保证结构“大震不倒”，则需进行结构非弹性地震反应分析。

结构超过弹性变形极限，进入非弹性变形状态后，结构的刚度发生变化，这时结构弹性状态下的动力特征（自振频率和振型）不再存在。因而，基于结构弹性动力特征的振型分解反应谱法或底部剪力法不适用于结构非弹性地震反应分析。本节将讨论如何进行结构非弹性地震反应计算。在此之前，需了解结构的非弹性性质。

#### 3.8.1 结构的非弹性性质

##### 1. 滞回曲线

将结构或构件在反复荷载作用下的力与非弹性变形间的关系曲线定义为滞回曲线。滞回曲线可反映在地震反复作用下的结构非弹性性质，可通过反复加载试验得到。图 3-27 为几种典型的钢筋混凝土构件的滞回曲线，图 3-28 为几种典型的钢构件的滞回曲线。

##### 2. 滞回模型

描述结构或构件滞回关系的数学模型称为滞回模型。图 3-29 是几种常用的滞回模型。其中，图 3-29 (a) 是双线性模型，一般适用于钢结构梁、柱、节点域构件；图 3-29 (b) 是退化三线性模型，一般适用于钢筋混凝土梁、柱、墙等构件；图 3-29 (c) 是剪切滑移模型，一般适用于砌体墙和长细比较大的交叉钢支撑构件。滞回模型的参数，如屈服强度  $P_y$ 、开裂强度  $P_c$ 、滑移强度  $P_s$ 、弹

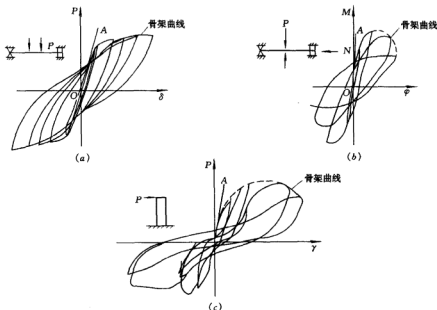


图 3-27 几种钢筋混凝土构件滞回曲线

(a) 受弯构件滞回曲线; (b) 压弯构件滞回曲线; (c) 剪力墙滞回曲线

性刚度  $k_0$ 、弹塑性刚度  $k_p$ 、开裂刚度  $k_c$  等可通过试验或理论分析得到。

### 3.8.2 结构非弹性地震反应分析的逐步积分法

#### 1. 运动方程

式 (3-60) 中,  $[K]\{x\}$  实际上是结构变形状态为  $\{x\}$  时的弹性恢复力向量  $\{F_e\}$ 。但是, 当结构进入非弹性变形状态后, 结构的恢复力不再与  $[K]\{x\}$  对应, 而与结构运动的时间历程  $\{x(t)\}$  及结构的非弹性性质有关。因此, 结构的弹塑性运动方程应表达为

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + \{F(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (3-186)$$

方程 (3-186) 适用于结构任意时刻, 对结构  $t + \Delta t$  时刻同样适用, 则

$$[M]\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} + [C]\{\dot{x}(t + \Delta t)\} + \{F(t + \Delta t)\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t + \Delta t) \quad (3-187)$$

令

$$\{\Delta \ddot{x}\} = \{\ddot{x}(t + \Delta t)\} - \{\ddot{x}(t)\} \quad (3-188a)$$

$$\{\Delta \dot{x}\} = \{\dot{x}(t + \Delta t)\} - \{\dot{x}(t)\} \quad (3-188b)$$

$$\{\Delta x\} = \{x(t + \Delta t)\} - \{x(t)\} \quad (3-188c)$$

$$\Delta \ddot{x}_g = \ddot{x}_g(t + \Delta t) - \ddot{x}_g(t) \quad (3-189)$$

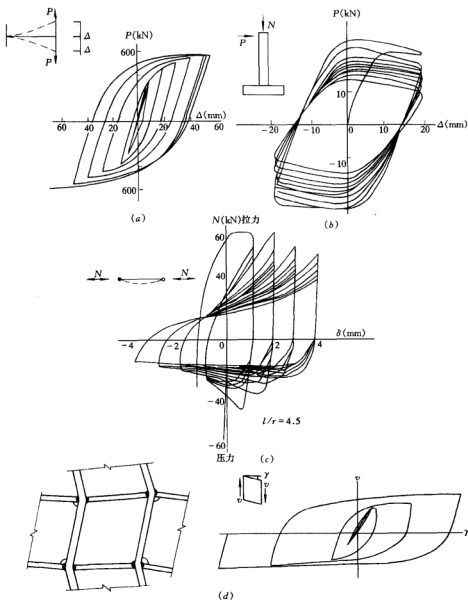


图 3-28 几种钢构件滞回曲线

(a) 悬臂梁滞回曲线; (b) 独立柱滞回曲线; (c) 支撑的滞回曲线; (d) 节点域的滞回曲线

$$|\Delta F| = |F(t + \Delta t)| - |F(t)| \quad (3-190)$$

则将式(3-187)与式(3-186)相减得

$$[M]|\Delta \ddot{x}| + [C]|\Delta \dot{x}| + |\Delta F| = -[M]|\ddot{x}_g| \quad (3-191)$$

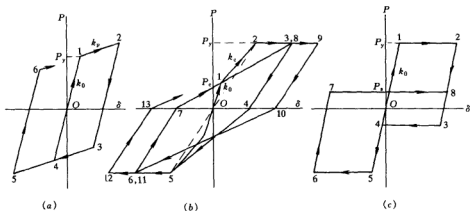


图 3-29 几种常用的滞回模型

(a) 双线性模型; (b) 退化三线性模型; (c) 剪切滑移模型

式 (3-191) 为结构运动的增量方程。如在增量时间内, 结构的增量变形  $|\Delta x|$  不大, 则近似有 (参见图 3-30)

$$|\Delta F| = [K(t)]|\Delta x| \quad (3-192)$$

式中  $[K(t)]$ ——结构在  $t$  时刻的刚度矩阵, 由  $t$  时刻结构各构件的刚度确定。

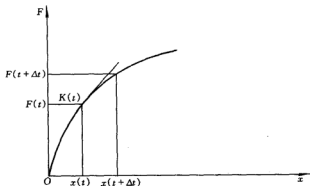


图 3-30 增量力与增量变形的关系

将式(3-192)代入式(3-191)得

$$[M]|\Delta \ddot{x}| + [c]|\Delta \dot{x}| + [K(t)]|\Delta x| = -[M]\{1\}\Delta \ddot{x}_g \quad (3-193)$$

## 2. 方程的求解

方程(3-193)与方程(3-60)很相似, 但由于  $[K(t)]$  随时间发生变化(即为时间的函数), 使方程(3-193)成为非常系数微分方程组, 一般情况下无解析解, 但可通过逐步积分, 获得方程的数值解。为此, 采用泰勒(Taylor)级数展开式, 由结构  $t$  时

刻的位移、速度、加速度等向量  $\{x(t)\}$ 、 $\{\dot{x}(t)\}$ 、 $\{\ddot{x}(t)\}$ ，…，分别表示  $t + \Delta t$  时刻的位移和速度向量，即

$$\{x(t + \Delta t)\} = \{x(t)\} + \{\dot{x}(t)\}\Delta t + \{\ddot{x}(t)\}\frac{\Delta t^2}{2} + \{\ddot{\ddot{x}}(t)\}\frac{\Delta t^3}{6} + \dots \quad (3-194a)$$

$$\{\dot{x}(t + \Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + \{\ddot{x}(t)\}\Delta t + \{\ddot{\ddot{x}}(t)\}\frac{\Delta t^2}{6} + \dots \quad (3-194b)$$

假定在  $\Delta t$  的时间间隔内，结构运动加速度的变化是线性的，则

$$\{\ddot{\ddot{x}}(t)\} = \frac{1}{\Delta t}(\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} - \{\ddot{x}(t)\}) = \frac{1}{\Delta t}\{\ddot{\ddot{x}}\} = \text{常量} \quad (3-195)$$

$$\frac{d^r \{x(t)\}}{dt^r} = \{0\} \quad r = 4, 5, \dots \quad (3-196)$$

将式(3-195)、(3-196)代入式(3-194)得

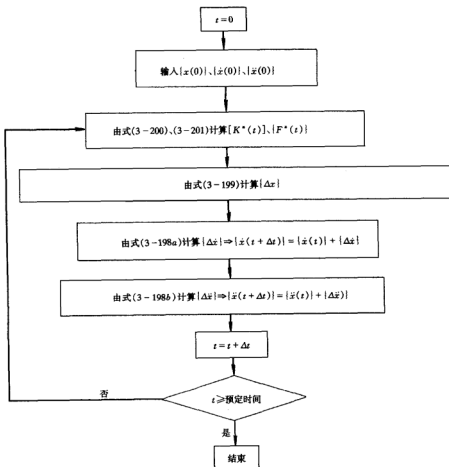


图 3-31 计算结构非线性地震反应流程图

$$|\Delta x| = |\dot{x}(t)|\Delta t + |\ddot{x}(t)|\frac{\Delta t^2}{2} + |\Delta \ddot{x}|\frac{\Delta t^2}{6} \quad (3-197a)$$

$$|\Delta \dot{x}| = |\ddot{x}(t)|\Delta t + |\Delta \ddot{x}|\frac{\Delta t}{2} \quad (3-197b)$$

由上两式可解得

$$|\ddot{x}| = \frac{6}{\Delta t^2}|\Delta x| - \frac{6}{\Delta t}|\dot{x}(t)| - 3|\ddot{x}(t)| \quad (3-198a)$$

$$|\Delta \dot{x}| = \frac{3}{\Delta t}|\Delta x| - 3|\dot{x}(t)| - \frac{\Delta t}{2}|\ddot{x}(t)| \quad (3-198b)$$

将式(3-198)代入式(3-193)得

$$[K^*(t)]|\Delta x| = |F^*(t)| \quad (3-199)$$

其中

$$[K^*(t)] = [K(t)] + \frac{6}{\Delta t^2}[M] + \frac{3}{\Delta t}[C] \quad (3-200)$$

$$\begin{aligned} |F^*(t)| = & -[M]|1|\Delta \ddot{x}_g + [M]\left(\frac{6}{\Delta t}|\dot{x}(t)| + 3|\ddot{x}(t)|\right) \\ & + [C]\left(3|\dot{x}(t)| + \frac{\Delta t}{2}|\ddot{x}(t)|\right) \end{aligned} \quad (3-201)$$

由以上公式按图 3-31 所示流程,可逐步求得结构的非弹性地震反应。

应该指出,以上计算公式是采用  $\Delta t$  时间间隔内加速度线性变化假定得到的,因此,称为线性加速度法。实用上还可采用其他加速度假定,而导出另外一套计算公式和方法,如平均加速度法、Newmark- $\beta$  法、Wilson- $\theta$  法等。

### 3. $[K(t)]$ 的确定

采用逐步积分法计算结构非弹性地震反应的关键是,确定任意  $t$  时刻的总体楼层侧移刚度矩阵  $[K(t)]$ ,为此,可根据  $t$  时刻的结构受力和变形状态,采用结构构件滞回模型,先确定  $t$  时刻各构件的刚度,再按照一定的结构分析模型确定  $[K(t)]$ 。

可采用两种分析模型确定  $[K(t)]$ :一种是层模型,如图 3-32 (a) 所示;另一种是杆模型,如图 3-32 (b) 所示。层模型适用于砌体结构和强梁弱柱型框架结构,杆模型则适用于任意框架结构。一般层模型自由度少,而杆模型自由度

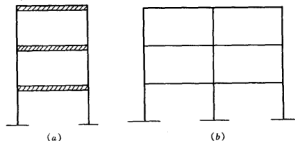


图 3-32 结构计算模型

(a)层模型;(b)杆模型



多,但计算精度高。图 3-33 为确定结构任意总刚度矩阵  $[K(t)]$  的流程图。

应该指出,上述结构非弹性地震反应分析的逐步积分法,也适用于结构弹性地震反应时程分析,此时结构的刚度矩阵  $[K(t)]$  保持为弹性不变。

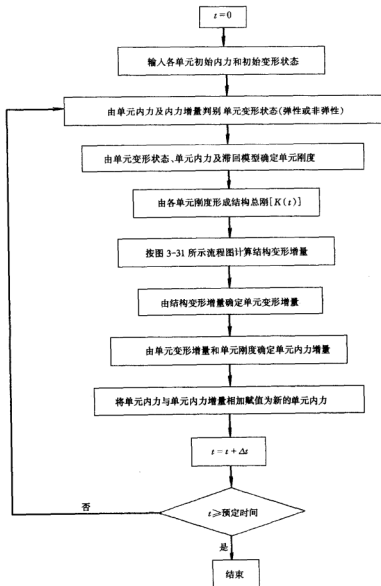


图 3-33 结构总刚  $[K(t)]$  计算流程图

### 3.8.3 结构非弹性地震反应分析的简化方法

采用逐步积分法进行结构非弹性地震反应分析,计算量大,需专门计算程

序, 且对计算人员的水平要求较高。为便于工程应用, 我国在编制《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89) 和 (GB 50011—2001) 时, 通过数千个算例的计算统计, 提出了结构非弹性最大地震反应的简化计算方法, 适用于不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构和填充墙钢筋混凝土框架结构、不超过 20 层且层刚度无突变的钢框架结构和支撑钢框架结构, 以及单层钢筋混凝土柱厂房。下面介绍其计算步骤。

1. 确定楼层屈服强度系数  $\zeta_y$

楼层屈服强度系数  $\zeta_y$  定义为

$$\zeta_y(i) = \frac{V_y(i)}{V_e(i)} \quad (3-202)$$

式中  $V_y(i)$ ——按框架或排架的梁(柱)实际截面、实际配筋和材料强度标准值计算的楼层  $i$  的抗剪承载力;

$V_e(i)$ ——罕遇地震下楼层  $i$  的弹性地震剪力; 计算地震作用时, 无论是钢筋混凝土结构还是钢结构, 阻尼比均取  $\zeta = 0.05$ 。

任一楼层的抗剪承载力可由下式计算 (见图 3-34)

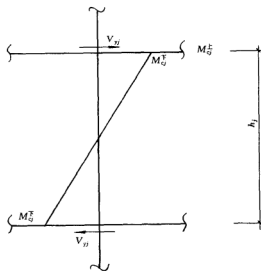


图 3-34 一个框架柱的抗剪承载力

$$V_y = \sum_j V_{cyj} = \sum_j \frac{M_{cj}^+ + M_{cj}^-}{h_j} \quad (3-203)$$

式中  $M_{cj}^+$ 、 $M_{cj}^-$ ——分别为楼层屈服时柱  $j$  上、下端弯矩;

$h_j$ ——楼层柱  $j$  净高。

楼层屈服时,  $M_{cj}^+$ 、 $M_{cj}^-$ 可按下列情形分别计算:

## (1) 强梁弱柱型节点 (图 3-35a)

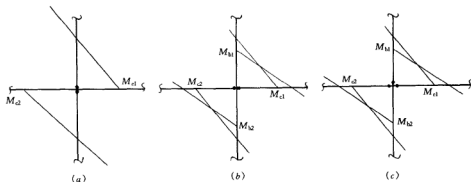


图 3-35 楼层屈服时梁柱节点的弯矩

(a) 强梁弱柱型节点; (b) 强柱弱梁型节点; (c) 混合型节点

此时, 柱端屈服, 则柱端弯矩为

钢筋混凝土结构

$$M_c = M_{cy} = f_{yk} A_s^a (h_0 - a'_s) + 0.5 N_s h_c \left( 1 - \frac{N_c}{\alpha_1 f_{ck} b_c h_c} \right) \quad (3-204a)$$

钢结构

$$M_c = M_{cy} = f_{yk} W_p \quad (3-204b)$$

式中  $b_c$ 、 $h_c$ ——构件截面的宽和高; $h_0$ ——构件截面的有效高度; $a'_s$ ——受压钢筋合力点至截面近边的距离; $f_{yk}$ ——受拉钢筋或钢材强度标准值; $f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值; $\alpha_1$ ——系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时,  $\alpha_1$  取为 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时,  $\alpha_1$  取为 0.94, 其间按线性内插法确定; $A_s^a$ ——实际受拉钢筋面积; $N_c$ ——重力荷载代表值所产生的柱轴压力 (分项系数取为 1); $W_p$ ——构件截面塑性抵抗矩。

## (2) 强柱弱梁型节点 (图 3-35b)

此时梁端屈服, 而柱端不屈服。因梁端所受轴力可以忽略, 则梁端屈服弯矩为

钢筋混凝土结构  $M_{by} = f_{yk} A_s^a (h_0 - a'_s) \quad (3-205a)$ 

钢结构

$$M_{by} = f_{yk} W_p \quad (3-205b)$$

考虑节点平衡, 可将柱两侧梁端弯矩之和按节点处上、下柱的线刚度之比分配给上、下柱, 即

$$M_{cl} = \frac{i_{cl}}{i_{cl} + i_{c2}} \sum M_{by} \quad (3-206a)$$

$$M_{c2} = \frac{i_{c2}}{i_{cl} + i_{c2}} \sum M_{by} \quad (3-206b)$$

式中  $\sum M_{by}$ ——节点两侧梁端屈服弯矩之和；

$i_{cl}$ 、 $i_{c2}$ ——相交于同一节点上、下柱的线刚度（弯曲刚度与柱净高之比）。

### (3) 混合型节点 (图 3-35c)

此时,相交于同一节点的梁端屈服,而相交于同一节点的其中一个柱端屈服,而另一柱端未屈服,则由节点弯矩平衡,容易得出节点上、下柱的柱端弯矩为

$$M_{cl} = M_{cy} \quad (3-207a)$$

$$M_{c2} = \sum M_{by} - M_{cl} \quad (3-207b)$$

## 2. 结构薄弱层位置判别

分析表明,对于  $\zeta_y$  沿高度分布不均匀的框架结构,在地震作用下一般发生塑性变形集中现象,即塑性变形集中发生在某一或某几个楼层 (图 3-36),发生的部位为  $\zeta_y$  最小或相对较小的楼层,称之为结构薄弱层。在薄弱层发生塑性变形集中的原因是,  $\zeta_y$  较小的楼层在地震作用下会率先屈服,这些楼层屈后将引起卸载作用,限制地震作用进一步增加,从而保护其他楼层不屈服。由于  $\zeta_y$  沿高度分布不均匀,结构塑性变形集中在少数楼层,其他楼层的耗能作用不能充分发挥,因而对结构抗震不利。

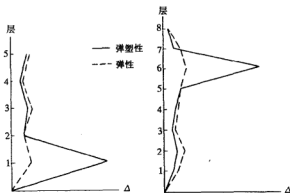


图 3-36 地震作用下结构塑性变形的集中现象

对于  $\zeta_y$  沿高度分布均匀的框架结构,分析表明,此时一般结构底层的层间变形最大,因而可将底层当做结构薄弱层。对于单层钢筋混凝土柱厂房,薄弱层一般出现在上柱。

多层框架结构楼层屈服强度系数  $\zeta_y$  沿高度分布均匀与否,可通过参数  $\alpha$  判别。

$$a(i) = \frac{2\zeta_y(i)}{[\zeta_y(i-1) + \zeta_y(i+1)]} \quad (3-208)$$

其中

$$\begin{aligned}\zeta_y(0) &= \zeta_y(2) \\ \zeta_y(n+1) &= \zeta_y(n-1)\end{aligned}$$

则

如果各层( $i=1,2,3,\dots,n$ )  $a(i) \geq 0.8$  判别  $\zeta_y$  沿高度分布均匀  
如果任意某层  $a(i) < 0.8$  判别  $\zeta_y$  沿高度分布不均匀

### 3. 结构薄弱层层间弹塑性位移的计算

分析表明,地震作用下结构薄弱层的层间弹塑性位移与相应弹性位移之间有相对稳定的关系,因此薄弱层层间弹塑性位移可由相应层间弹性位移乘以修正系数得到,即

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (3-209)$$

其中

$$\Delta u_e(i) = \frac{V_e(i)}{k_i} \quad (3-210)$$

式中  $\Delta u_p$ ——层间弹塑性位移;

$\Delta u_e$ ——层间弹性位移;

$V_e(i)$ ——楼层  $i$  的弹性地震剪力;

$k_i$ ——楼层  $i$  的弹性层间刚度;

$\eta_p$ ——弹塑性位移增大系数。

$\eta_p$  的取值如下:

1) 当  $a(i) \geq 0.8$  时,对于钢筋混凝土结构,  $\eta_p$  按表 3-8 确定;对于钢结构  $\eta_p$  按表 3-9 确定;

2) 当  $a(i) \leq 0.5$  时,  $\eta_p$  分别按表 3-8 和表 3-9 中的值的 1.5 倍确定;

3) 当  $0.5 < a(i) < 0.8$  时,  $\eta_p$  由内插法确定,即

$$\eta_p = \left[ 1 + \frac{5(0.8 - a(i))}{3} \right] \eta_p(0.8) \quad (3-211)$$

式中  $\eta_p(0.8)$  表示  $a(i) \geq 0.8$  时  $\eta_p$  的取值。

钢筋混凝土结构弹塑性位移增大系数  $\eta_p$

表 3-8

结构类别	总层数 $n$ 或部位	$\zeta_y$			
		0.5	0.4	0.3	0.2
多层均匀结构	二~四	1.30	1.40	1.60	2.10
	五~七	1.50	1.65	1.80	2.40
	八~十二	1.80	2.00	2.20	2.80
单层厂房	上柱	1.30	1.60	2.00	2.60

钢框架及框架-支撑结构弹塑性位移增大系数

表 3-9

$R_s$	层数	屈服强度系数 $\xi_y$			
		0.6	0.5	0.4	0.3
0(无支撑)	5	1.05	1.05	1.10	1.20
	10	1.10	1.15	1.20	1.20
	15	1.15	1.15	1.20	1.30
	20	1.15	1.15	1.20	1.30
1	5	1.50	1.65	1.70	2.10
	10	1.30	1.40	1.50	1.80
	15	1.25	1.35	1.40	1.80
	20	1.10	1.15	1.20	1.80
2	5	1.60	1.80	1.95	2.65
	10	1.30	1.40	1.55	1.80
	15	1.25	1.30	1.40	1.80
	20	1.10	1.15	1.25	1.80
3	5	1.70	1.85	2.15	3.20
	10	1.30	1.40	1.70	2.10
	15	1.25	1.30	1.40	1.80
	20	1.10	1.15	1.25	1.80
4	5	1.70	1.85	2.35	3.45
	10	1.30	1.40	1.70	2.50
	15	1.25	1.30	1.40	1.80
	20	1.10	1.15	1.25	1.80

注:  $R_s$  为框架-支撑结构支撑部分抗侧移承载力与该层框架部分抗侧移承载力的比值。

应用表 3-9 计算  $R_s$  时,受拉支撑取截面屈服时的抗侧移承载力,受压支撑取屈服时(可按轴心受压杆计算)的抗侧移承载力。

**【例 3-10】** 一个 4 层钢筋混凝土框架,如图 3-37 所示。图中  $G_1 \sim G_4$  为各楼层重力荷载代表值。该框架梁截面尺寸  $250\text{mm} \times 600\text{mm}$ ,柱截面尺寸  $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ ,为强梁弱柱型框架。柱混凝土为 C30,  $f_{cmk} = 22\text{N/mm}^2$ ,钢筋为 II 级,  $f_{yk} = 335\text{N/mm}^2$ 。第一层柱配筋  $A_s^* = 628\text{mm}^2$ 。第二~四层柱配筋  $A_s^* = 402\text{mm}^2$ 。混凝土保护层厚  $a_s' = 35\text{mm}$ 。已知结构基本周期  $T_1 = 0.4\text{s}$ ,位于 I 类场地一区,设计基本地震加速度为  $0.2g$ 。要求采用简化方法计算罕遇地震下该框架的最大层间弹塑性位移。

**【解】** (1) 确定楼层屈服强度系数

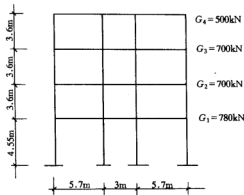


图 3-37 例 3-10 结构

按底部剪力法容易确定罕遇地震下作用于各楼层处的水平地震作用为

$$F_1 = 224\text{kN}; F_2 = 361\text{kN}; F_3 = 520\text{kN}; F_4 = 484\text{kN}$$

则各楼层弹性地震剪力为

$$V_e(4) = F_4 = 484\text{kN}$$

$$V_e(3) = V_e(4) + F_3 = 1004\text{kN}$$

$$V_e(2) = V_e(3) + F_2 = 1365\text{kN}$$

$$V_e(1) = V_e(2) + F_1 = 1589\text{kN}$$

为简化计算, 近似假设框架每一楼层四根柱承受的重力荷载相同, 则各楼层柱的轴压力分别为

$$N_{G4} = G_4/4 = 500/4 = 125\text{kN}$$

$$N_{G3} = N_{G4} + G_3/4 = 125 + 700/4 = 300\text{kN}$$

$$N_{G2} = N_{G3} + G_2/4 = 300 + 700/4 = 475\text{kN}$$

$$N_{G1} = N_{G2} + G_1/4 = 475 + 780/4 = 670\text{kN}$$

因是强梁弱柱型框架, 楼层屈服时所有柱端屈服, 则各楼层柱的柱端弯矩均按式 (3-204) 计算

$$\begin{aligned} M_{G4} &= 335 \times 402 \times (415 - 35) + 0.5 \times 125 \times 10^3 \times 450 \times \left(1 - \frac{125 \times 10^3}{22 \times 450 \times 450}\right) \\ &= 7.853 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G3} &= 335 \times 402 \times (415 - 35) + 0.5 \times 300 \times 10^3 \times 450 \times \left(1 - \frac{300 \times 10^3}{22 \times 450 \times 450}\right) \\ &= 11.412 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G2} &= 335 \times 402 \times (415 - 35) + 0.5 \times 475 \times 10^3 \times 450 \times \left(1 - \frac{475 \times 10^3}{22 \times 450 \times 450}\right) \\ &= 14.665 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$M_1 = 335 \times 628 \times (415 - 35) + 0.5 \times 670 \times 10^3 \times 450 \times \left(1 - \frac{670 \times 10^3}{22 \times 450 \times 450}\right) \\ = 20.802 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

由式(3-203), 各楼层的抗剪承载力为

$$V_y(4) = \frac{2 \times 7.853 \times 10^7}{3600 - 600} \times 4 = 209 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_y(3) = \frac{2 \times 11.412 \times 10^7}{3600 - 600} \times 4 = 304 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_y(2) = \frac{2 \times 14.665 \times 10^7}{3600 - 600} \times 4 = 391 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_y(1) = \frac{2 \times 20.802 \times 10^7}{4550 - 300} \times 4 = 392 \times 10^3 \text{ N}$$

则各楼层屈服强度系数为

$$\zeta_y(4) = \frac{209}{484} = 0.43$$

$$\zeta_y(3) = \frac{304}{1004} = 0.30$$

$$\zeta_y(2) = \frac{391}{1365} = 0.29$$

$$\zeta_y(1) = \frac{392}{1581} = 0.25$$

(2) 结构薄弱层的判别

按式(3-208)计算各楼层  $\alpha$  值

$$\alpha(4) = \frac{\zeta_y(4)}{\zeta_y(3)} = \frac{0.43}{0.30} = 1.43$$

$$\alpha(3) = \frac{2\zeta_y(3)}{\zeta_y(4) + \zeta_y(2)} = \frac{2 \times 0.30}{0.43 + 0.29} = 0.83$$

$$\alpha(2) = \frac{2\zeta_y(2)}{\zeta_y(3) + \zeta_y(1)} = \frac{2 \times 0.29}{0.30 + 0.25} = 1.05$$

$$\alpha(1) = \frac{\zeta_y(1)}{\zeta_y(2)} = \frac{0.25}{0.29} = 0.86$$

因各楼层  $\alpha(i) \geq 0.8$ , 则结构  $\zeta_y$  沿高度分布均匀, 由此判别结构底层为薄弱层。

(3) 结构薄弱层的层间弹塑性位移

分析得结构底部层间弹性刚度为

$$K_1 = 28630 \text{ kN/m}$$

则

$$\Delta u_e(1) = \frac{V_e(1)}{K_1} = \frac{1589}{28630} = 0.0555 \text{ m}$$

由于  $\alpha(1) = 0.86 > 0.8$ , 可直接查表 3-8 确定  $\eta_p$  值。



由  $\zeta_1(1) = 0.25$  查表 3-8 得

$$\eta_p = 1.85$$

则

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e = 1.85 \times 0.0555 = 0.103\text{m}$$

## § 3.9 结构抗震验算

### 3.9.1 结构抗震计算原则

各类建筑结构的抗震计算,应遵循下列原则:

(1) 一般情况下,可在建筑结构的两个主轴方向分别考虑水平地震作用并进行抗震验算,各方向的水平地震作用全部由该方向抗侧力构件承担。

(2) 有斜交抗侧力构件的结构,当相交角度大于  $15^\circ$  时,宜分别考虑各抗侧力构件方向的水平地震作用。

(3) 质量和刚度明显不均匀、不对称的结构,应考虑水平地震作用的扭转影响,同时应考虑双向水平地震作用的影响。

(4) 不同方向的抗侧力结构的共同构件(如框架结构角柱),应考虑双向水平地震作用的影响。

(5) 8度和9度时的大跨度结构、长悬臂结构、烟囱和类似高耸结构,以及9度时的高层建筑,应考虑竖向地震作用。

### 3.9.2 结构抗震计算方法的确定

可将前面介绍的结构抗震计算方法总结如下:

(1) 底部剪力法。把地震作用当做等效静力荷载,计算结构最大地震反应。

(2) 振型分解反应谱法。利用振型分解原理和反应谱理论进行结构最大地震反应分析。

(3) 时程分析法。选用一定的地震波,直接输入到所设计的结构,然后对结构的运动平衡微分方程进行数值积分,求得结构在整个地震时程范围内的地震反应。时程分析法有两种,一种是振型分解法,另一种是逐步积分法。

底部剪力法是一种拟静力法,计算量最小,但因忽略了高振型的影响,且对结构第一振型也作了简化,因此计算精度稍差。振型分解反应谱法是一种拟动力方法,计算量稍大,但计算精度较高,计算误差主要来自振型组合时关于地震动随机特性的假定。时程分析法是一完全动力方法,计算量大,而计算精度高。但时程分析法计算的是某一确定地震动的时程反应,不象底部剪力法和振型分解反应谱法考虑了不同地震动时程记录的随机性。

底部剪力法、振型分解反应谱法和振型分解时程分析法,因建立在结构的动

力特性基础上,只适用于结构弹性地震反应分析。而逐步积分时程分析法,则不仅适用于结构非弹性地震反应分析,也适用于作为非弹性特例的结构弹性地震反应分析。

采用什么方法进行抗震设计,可根据不同的结构和不同的设计要求分别对待。在小地震作用下,结构的地震反应是弹性的,可按弹性分析方法进行计算;在大地震作用下,结构的地震反应是非弹性的,则应按非弹性方法进行抗震计算。对于规则、简单的结构,可以采用简化方法进行抗震计算;对于不规则、复杂的结构,则应采用较精确的方法进行计算。对于次要结构,可按简化方法进行抗震计算;对于重要结构,则应采用精确方法进行抗震计算。为此,我国《建筑抗震设计规范》(GBJ 50011—2001)规定,各类建筑结构的抗震计算,采用下列方法:

- (1) 高度不超过 40m,以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构,以及近似于单质点体系的结构,可采用底部剪力法;
- (2) 除(1)外的建筑结构,宜采用振型分解反应谱法;
- (3) 特别不规则建筑、甲类建筑和表 3-10 所列高度范围的高层建筑,宜采用时程分析法进行补充计算。

采用时程分析法进行结构抗震计算时,应注意下列问题:

- 1) 地震波的选用。最好选用本地历史上的强震记录,如果没有这样的记录,也可选用震中距和场地条件相近的其他地区的强震记录,或选用

主要周期接近的场地卓越周期或其反应谱接近当地设计反应谱的人工地震波。地震波的加速度峰值可按表 3-11 取用。

设防烈度	6	7	8	9
多遇地震	0.18	0.35 (0.55)	0.70 (1.10)	1.44
罕遇地震	1.0	2.2 (3.10)	4.0 (5.10)	6.2

注:括号内数值分别用于设计基本地震加速度取 0.15g 和 0.30g 的地区

- 2) 最小底部剪力要求。弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法的 80%。如不满足这一最小底部剪力要求,可将地震波加速度峰值提高,以使时程分析的最小底部剪力要求得以满足。

- 3) 最少地震波数。为考虑地震波的随机性,采用时程分析法进行抗震设计

需至少选用2条实际强震记录 and 一条人工模拟的加速度时程曲线, 取3条或3条以上地震波反应计算结果的平均值或最大值进行抗震验算。

### 3.9.3 重力荷载代表值

进行结构抗震设计时, 所考虑的重力荷载, 称为重力荷载代表值。

结构的重力荷载分恒载(自重)和活载(可变荷载)两种。活载的变异性较大, 我国荷载规范规定的活载标准值是按50年最大活载的平均值加0.5~1.5倍的均方差确定, 地震发生时, 活载不一定达到标准值的水平, 一般小于标准值, 因此计算重力荷载代表值时可对活载折减。抗震规范规定:

$$G_E = D_k + \sum \psi_i L_{ki} \quad (3-212)$$

式中  $G_E$ ——重力荷载代表值;

$D_k$ ——结构恒载标准值;

$L_{ki}$ ——有关活载(可变荷载)标准值;

$\psi_i$ ——有关活载组合值系数, 按表3-12采用。

组 合 值 系 数

表 3-12

可变荷载种类		组合值系数
雪 荷 载		0.5
屋顶积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况考虑的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载考虑的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

### 3.9.4 不规则结构的内力调整及最低水平地震剪力要求

对于符合表1-7情况的竖向不规则结构, 其薄弱层的地震剪力应乘以1.15的增大系数, 并应符合下列要求:

1) 竖向抗侧力构件不连续时, 该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以1.25~1.5的增大系数;

2) 楼层承载力突变时, 薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的65%。

为保证结构的基本安全性, 抗震验算时, 结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式的最低要求

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (3-213)$$

式中  $V_{Eki}$ ——第  $i$  层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

$\lambda$ ——剪力系数，不应小于表 3-13 规定的楼层最小地震剪力系数值，对竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数；

$G_j$ ——第  $j$  层的重力荷载代表值。

楼层最小地震剪力系数值

表 3-13

类 别	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期 小于 3.5s 的结构	0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.012 (0.018)	0.024 (0.032)	0.040

注：1. 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，可插入取值；

2. 括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

### 3.9.5 地基-结构相互作用

8 度和 9 度时建造于Ⅲ、Ⅳ类场地，采用箱基、刚性较好的筏基和桩箱联合基础的钢筋混凝土高层建筑，当结构基本周期处于特征周期的 1.2~5 倍范围时，若计入地基与结构动力相互作用的影响，对刚性地基假定计算的水平地震剪力可按下列规定折减，其层间变形可按折减后的楼层剪力计算。

1. 高宽比小于 3 的结构，各楼层水平地震剪力的折减系数，可按下式计算：

$$\psi = \left( \frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \quad (3-214)$$

式中  $\psi$ ——计入地基与结构动力相互作用后的地震剪力系数；

$T_1$ ——按刚性地基假定确定的结构基本自振周期 (s)；

$\Delta T$ ——计入地基与结构动力相互作用的附加周期 (s)，可按表 3-14 采用。

附加周期 (s)

表 3-14

烈 度	场 地 类 别	
	Ⅲ 类	Ⅳ 类
8	0.08	0.20
9	0.10	0.25

2. 高宽比不小于 3 的结构，底部的地震剪力按 1 款规定折减，顶部不折减，中间各层按线性插入值折减。

3. 折减后各楼层的水平地震剪力，尚应满足结构最低地震剪力要求。

### 3.9.6 结构抗震验算内容

为满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震要求，我国抗震规范规定

进行下列内容的抗震验算:

1) 多遇地震下结构允许弹性变形验算, 以防止非结构构件(隔墙、幕墙、建筑装饰等)破坏。

2) 多遇地震下强度验算, 以防止结构构件破坏。

3) 罕遇地震下结构的弹塑性变形验算, 以防止结构倒塌。

“中震可修”抗震要求, 通过构造措施加以保证。

1. 多遇地震下结构允许弹性变形验算

因砌体结构刚度大、变形小, 以及厂房对非结构构件要求低, 故可不验算砌体结构和厂房结构的允许弹性变形, 而只验算框架结构、填充墙框架结构、框架-剪力墙结构、框架-支撑结构和框支结构的框支层部分的允许弹性变形。其验算公式为

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (3-215)$$

式中  $\Delta u_e$ ——多遇地震作用标准值产生的结构层间弹性位移;

$h$ ——结构层高;

$[\theta_e]$ ——结构层间弹性位移角限值, 按表 3-15 采用。

结构弹性层间位移角限值

表 3-15

结 构 类 型		$[\theta_e]$
钢筋混 凝土结构	框架	1/500
	框架-抗震墙, 板柱-抗震墙, 框架-核心筒	1/800
	抗震墙、筒中筒	1/1000
	框支层	1/1000
多、高层钢结构		1/300

2. 多遇地震下结构强度验算

经分析, 下列情况可不进行结构强度抗震验算, 但仍应符合有关构造措施;

1) 6度时的建筑(建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑与高耸结构除外);

2) 7度时Ⅰ、Ⅱ类场地、柱高不超过 10m 且两端有山墙的单跨及多跨等高的钢筋混凝土厂房(锯齿形厂房除外), 或柱顶标高不超过 4.5m, 两端均有山墙的单跨及多跨等高的砖柱厂房。

除上述情况的所有结构, 都要进行结构构件承载力的抗震验算, 验算公式如下:

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (3-216)$$

式中  $S$ ——包含地震作用效应的结构构件内力组合设计值;

$R$ ——构件承载力设计值, 按各有关结构设计规范计算;

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数, 按表 3-16 采用, 但当仅考虑竖向地震作用

时, 各类结构构件承载力抗震调整系数均宜采用 1.0。

进行结构抗震设计时, 结构构件的地震作用内力效应和其他荷载内力效应组合的设计值, 应按下式计算

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} E_{hk} + \gamma_{Ev} C_{Ev} E_{vk} + \psi_w \gamma_w C_w W_k \quad (3-217)$$

式中  $\gamma_G$ ——重力荷载分项系数, 一般情况下采用 1.2, 当重力荷载效应对构件承载力有利时, 可采用 1.0;

$\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$ ——分别为水平、竖向地震作用分项系数; 不同时考虑时, 分别取 1.3, 同时考虑时,  $\gamma_{Eh}$  取 1.3,  $\gamma_{Ev}$  取 0.5。

$\gamma_w$ ——风荷载分项系数, 采用 1.4;

$C_E$ ——重力荷载代表值;

$E_{hk}$ ——水平地震作用标准值;

$E_{vk}$ ——竖向地震作用标准值;

$W_k$ ——风荷载标准值;

$\psi_w$ ——风荷载组合系数, 一般结构可取 0, 高层建筑和高耸结构可采用 0.2;

$C_G$ 、 $C_{Eh}$ 、 $C_{Ev}$ 、 $C_w$ ——分别为重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用和风荷载的作用效应系数。

承载力抗震调整系数

表 3-16

材料	结 构 构 件	受力状态	$\gamma_{RE}$
钢	梁、柱		0.75
	支撑		0.80
	节点板件、连接螺栓		0.85
	连接焊缝		0.90
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
钢 筋 混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

进行结构抗震设计时, 对结构构件承载力加以调整 (提高), 主要考虑下列因素:

- 1) 动力荷载下材料强度比静力荷载下高;
- 2) 地震是偶然作用, 结构的抗震可靠度要求可比承受其他荷载的可靠度要求低。

### 3. 罕遇地震下结构弹塑性变形验算

在罕遇地震下, 结构薄弱层 (部位) 的层间弹塑性位移应满足下式要求

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (3-218)$$

式中  $\Delta u_p$ ——层间弹塑性位移；

$h$ ——结构薄弱层的层高或钢筋混凝土结构单层厂房上柱高度；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，按表 3-17 采用；对钢筋混凝土框架结构，当轴压比小于 0.4 时，可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造采用比规定的最小配箍特征值大 30% 时，可提高 20%，但累计不超过 25%。

结构层间弹塑性位移角限值

表 3-17

结构类别	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架或填充墙框架	1/50
底层框架砖房中的框架-抗震墙	1/100
框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
抗震墙和筒中筒	1/120
多高层钢结构	1/60

抗震规范规定：

1) 下列结构应进行弹塑性变形验算：

- ① 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，高大的单层钢筋混凝土厂房的横向排架；
- ② 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构；
- ③ 采用隔震和消能减震设计的结构；
- ④ 甲类建筑和 9 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构；
- ⑤ 高度大于 150m 的钢结构。

2) 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

- ① 表 3-10 所列高度范围且符合表 1-7 所列竖向不规则类型的高层建筑结构；
- ② 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构；
- ③ 板柱-抗震墙结构和底部框架砖房；
- ④ 高度不大于 150m 的钢结构。

## 习 题

### 3.1 问答题

1. 结构抗震计算有几种方法？各种方法在什么情况下采用？
2. 什么是地震作用？什么是地震反应？
3. 什么是地震反应谱？什么是设计反应谱？它们有何关系？
4. 计算地震作用时结构的质量或重力荷载应怎样取？
5. 什么是地震系数和地震影响系数？它们有何关系？
6. 为什么软场地  $T_g >$  硬场地  $T_g$ ？为什么远震  $T_g >$  近震  $T_g$ ？
7. 一般结构应进行哪些抗震验算？以达到什么目的？

8. 结构弹塑性地震位移反应一般应采用什么方法计算? 什么结构可采用简化方法计算?

9. 什么是楼层屈服强度系数? 怎样计算?

10. 怎样判断结构薄弱层和部位?

11. 哪些结构需考虑竖向地震作用?

12. 为什么抗震设计截面承载力可以提高?

13. 进行时程分析时, 应怎样选用地震波?

### 3.2 计算题

1. 已知某两个质点的弹性体系(图 3-38), 其层间刚度为  $k_1 = k_2 = 20800 \text{ kN/m}$ , 质点质量为  $m_1 = m_2 = 50 \times 10^3 \text{ kg}$ 。试求该体系的自振周期和振型。

2. 有一钢筋混凝土三层框架(图 3-39), 位于 II 类场地, 设计基本加速度为  $0.2g$ , 设计地震组别为第一组, 已知结构各阶周期和振型为

$$T_1 = 0.467 \text{ s} \quad T_2 = 0.208 \text{ s} \quad T_3 = 0.134 \text{ s}$$

$$\{\phi_1\} = \begin{Bmatrix} 0.334 \\ 0.667 \\ 1.000 \end{Bmatrix} \quad \{\phi_2\} = \begin{Bmatrix} -0.667 \\ -0.666 \\ 1.000 \end{Bmatrix} \quad \{\phi_3\} = \begin{Bmatrix} 4.019 \\ -3.035 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$$

试用振型分解反应谱法求多遇地震下框架底层地震剪力和框架顶点位移。



图 3-38

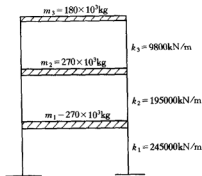


图 3-39

3. 试用底部剪力法计算图 3-40 所示三质点体系在多遇地震下的各层地震剪力。已知设计基本加速度为  $0.2g$ , III 类场地一区,  $m_1 = 116.62 \times 10^3 \text{ kg}$ ,  $m_2 = 110.85 \times 10^3 \text{ kg}$ ,  $m_3 = 59.45 \times 10^3 \text{ kg}$ ,  $T_1 = 0.716 \text{ s}$ ,  $\delta_n = 0.0673$ 。

4. 试计算图 3-41 所示六层框架的基本周期。已知各楼层的重力荷载为:

$G_1 = 10360 \text{ kN}$ ,  $G_2 = 9330 \text{ kN}$ ,  $G_3 = 9330 \text{ kN}$ ,  $G_4 = 9330 \text{ kN}$ ,  $G_5 = 9330 \text{ kN}$ ,  $G_6 = 6950 \text{ kN}$ , 各层层间侧移刚度为:  $k_1 = 583982 \text{ kN/m}$ ,  $k_2 = 583572 \text{ kN/m}$ ,  $k_3 = 583572 \text{ kN/m}$ ,  $k_4 = 474124 \text{ kN/m}$ ,  $k_5 = 474124 \text{ kN/m}$ ,  $k_6 = 454496 \text{ kN/m}$ 。



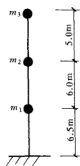


图 3-40

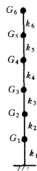


图 3-41

## 第4章 多层砌体结构抗震设计

砌体结构是建筑工程中使用最广泛的一种结构形式。据不完全统计,砌体结构在我国住宅建筑中的比例高达80%,在整个建筑业中的比例约占60%~70%。因此,地震区多层砌体房屋的抗震设计具有十分重要的意义。

### §4.1 多层砌体结构的震害特点

#### 4.1.1 宏观震害统计

对我国近现代历史上的历次大地震的震害调查结果的统计分析表明,未经抗震设防的多层砖房,在6度区内,主体结构一般处于基本完好状态,宏观震害主要出现在女儿墙、出屋面小烟囱等部位;7度区内,主体结构出现轻微破坏,小部分达到中等破坏;8度区内,多数房屋达到中等破坏;9度区内,多数结构出现严重破坏;10度及以上地震区内,大多数房屋倒塌(参见表1-1)。上述事实说明,多层砖房的抗破坏能力较低,但仍具有较高的抗倒塌能力。实际上,对近年来发生的地震的震害调查表明,经过抗震设计并且施工质量得到保证的多层砌体结构,其平均震害程度可比前述未经抗震设计的砌体结构的震害减轻1~2个等级。这说明,通过抗震设计,使砌体结构在8度区内保持不出现中等以上的破坏、在10度区内不出现倒塌的目标是可以实现的。

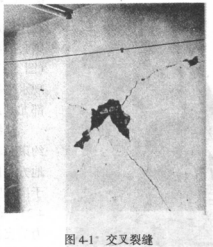


图4-1 交叉裂缝

#### 4.1.2 震害现象

震害的发生是由外部条件(地震动)和内在因素(结构特征)两方面原因促成的。

从地震动的角度考察,地震波包括有水平、垂直、扭转等方向的分量。因此,与水平地震作用走向大体一致的墙体,会因为墙体的主拉应力强度达到限值而产生斜裂缝。由于地震力的反复作用,多形成交叉裂缝(图4-1)。而与水平地

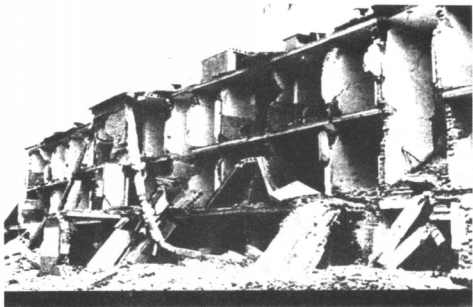


图 4-2 整片墙体被甩落



图 4-3 墙体转角的破坏

震作用走向基本垂直的墙体,尤其是房屋的纵墙,则会因出平面的弯曲破坏造成大面积的墙体甩落(图4-2)。受地震垂直力的作用,墙体会有受拉出现水平裂缝。而在扭转地震力的作用下,房屋的端部尤其是墙角处易于产生严重的震害(图4-3)。

从结构特征方面考察,可以发现:在受力复杂、约束减弱、附属结构等部位往往是震害易于发生的地方。例如:纵横墙连接处受力比较复杂,地震时易于出现竖向裂缝、拉脱,甚至造成纵墙整片倒塌(图4-2)。砌体结构的楼梯间,由于在高度方向缺乏有力的支撑,约束作用减弱,空间整体刚度较小,因而易于遭到破坏。预制钢筋混凝土楼屋盖,若楼板端部缺乏足够的拉结,则会在地震中受拉裂开,甚至出

现塌落。至于女儿墙、突出顶面的屋顶间,在地震中的破坏更是屡见不鲜的。

#### 4.1.3 震害规律

砌体房屋的震害,大体存在以下规律:

(1) 刚性楼盖房屋,上层破坏轻,下层破坏重;柔性楼盖房屋,上层破坏重,下层破坏轻;

- (2) 横墙承重房屋的震害轻于纵墙承重房屋;
- (3) 坚实地基上的房屋震害轻于软弱地基和非均匀地基上的房屋震害;
- (4) 外廊式房屋往往地震破坏较重;
- (5) 预制楼板结构比现浇楼板结构破坏重;
- (6) 房屋两端、转角、楼梯间及附属结构的震害较重;

## § 4.2 多层砌体结构选型与布置

结构的选型与布置,属于概念设计的范畴。对多层砌体结构房屋,宜遵守以下几方面的原则。

### 4.2.1 结 构 布 置

地震震害调查表明,采用纵墙承重的多层砖房,因横向支承少,纵墙极易受平面外弯曲破坏而导致结构倒塌。因此,对于多层砌体结构房屋,应优先采用横墙承重的结构布置方案,其次考虑采用纵横墙共同承重的结构布置方案,避免采用纵墙承重方案。

由于墙体是主要的抗侧力构件,因此要求纵横墙应对称、均匀布置,沿平面应对齐、贯通,同一轴线上墙体宜等宽匀称,沿竖向宜上下连续。这样地震作用传递直接、路线最短,地震力不易在某些薄弱区域集中,从而减轻震害。在烟道、风道、垃圾道等部位,应避免墙体的局部削弱。

当地震烈度为8度或9度且有下列情况之一时,应设置防震缝。

- 1) 房屋立面高度差在6m以上;
- 2) 房屋有错层,且楼板高差较大;
- 3) 各部分结构刚度、质量截然不同。

防震缝两侧均应布设墙体,缝宽可取50~100mm。利用防震缝,可以将复杂体型的房屋划分为若干体型简单、刚度均匀的单元。

楼梯间不宜设在房屋的端部或转角处,否则应采取局部加强措施,如在楼梯间四角设钢筋混凝土构造柱等。

### 4.2.2 房屋的总高度与层数

由于砌体结构墙体的脆性性质,地震时易产生裂缝,开裂墙体在地震动作用下极易产生出平面的错动,从而大幅度地降低墙体的竖向承载力。如果房屋层数多、重量大,破裂和错位的墙体就可能被压垮。震害调查资料表明:随层数增多,房屋的破坏程度也随之加重,倒塌率随房屋的层数近似成正比增加。因此,对房屋的高度与层数要给予一定的限制。我国建筑抗震规范对砌体房屋的总高度与层数的限值见表4-1。并且,对医院、教学楼等横墙较少的房屋,总高度应比

表4-1的规定相应降低3m,层数应相应减少一层。对各层横墙很少的房屋,应根据具体情况再适当降低总高度与减少层数。砖房和砌块房屋的层高,不宜超过3.6m。

砌体房屋的层数和总高度(m)限值

表 4-1

房屋类别	最小厚度 (mm)	烈 度							
		6		7		8		9	
		高 度	层 数	高 度	层 数	高 度	层 数	高 度	层 数
普通粘土砖	240	24	8	21	7	18	6	12	4
多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	12	4
多孔砖	190	21	7	18	6	15	5	不宜采用	
混凝土小砌块	190	21	7	21	7	18	6		

注:1.房屋的总高度指室外地面到檐口或屋面板顶的高度,半地下室可从地下室室内地面算起,全地下室和嵌固条件好的半地下室可从室外地面算起;带阁楼的坡屋面时应算到山尖墙的1/2高度处。

2.室内外高差达到0.6m时,房屋总高度可比表中数据增加1m。

### 4.2.3 房屋的高宽比

当房屋的高宽比较大时,地震时易于发生整体弯曲破坏。多层砌体房屋不作整体弯曲验算,但为了保证房屋的稳定性,房屋总高度和总宽度的最大比值应满足表4-2的要求。

房屋最大高宽比

表 4-2

烈 度	6	7	8	9
最大高宽比	2.5	2.5	2.0	1.5

注:单面走廊房屋的总宽度不包括走廊宽度。

### 4.2.4 抗震横墙的间距

抗震横墙的多寡直接影响到房屋的空间刚度。横墙数量多、间距小,结构的刚度就大,抗震性能就好,反之,结构抗震性能就差。同时,横墙间距的大小还与楼盖传递水平地震力的需求相联系。横墙间距过大时,楼盖刚度可能不足以传递水平地震力到相邻墙体。因此,为了保证结构的刚度,保证楼盖具有传递水平地震力给墙体的水平刚度,多层砌体房屋的抗震横墙间距,不应超过表4-3中的规定值。表中所规定的抗震横墙最大间距是指一栋房屋中有个别或部分横墙间距较大时应满足的要求。若整栋房屋中的横墙间距均比较大,那么最好按空旷房屋进行抗震验算。在构造措施和结构布置上也应采取更高的要求。

房屋抗震横墙最大间距 (m)

表 4-3

房屋类别		烈度			
		6	7	8	9
多层砌体	现浇和装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖	18	18	15	11
	装配式钢筋混凝土楼、屋盖	15	15	11	7
	木楼、屋盖	11	11	7	4
底部框架-抗震墙		上部各层		同多层砌体房屋	

注: 1. 多层砌体房屋的顶层、最大横墙间距可适当放宽;

2. 小砌块房屋不宜采用木楼、屋盖。

#### 4.2.5 房屋的局部尺寸

要避免出现薄弱部位, 以防止因局部的破坏发展成为整栋房屋的破坏, 多层砌体房屋的局部尺寸, 应符合表 4-4 的要求。

房屋的局部尺寸限值 (m)

表 4-4

部位	烈度			
	6	7	8	9
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.2	1.5
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.2	1.5
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.5	2.0
无锚固女儿墙 (非出入口处) 的最大高度	0.5	0.5	0.5	0.0

### § 4.3 多层砌体结构的抗震计算

多层砌体结构所受地震作用主要包括水平作用、垂直作用和扭转作用。一般说来, 垂直地震作用对多层砌体结构所造成的破坏比例相对较小, 而扭转作用可以通过在平面布置中注意结构对称性得到缓解。因此, 对多层砌体结构的抗震计算, 一般只要求进行水平地震作用条件下的计算。计算的归结点, 是对薄弱区段的墙体进行抗剪强度的复核。

多层砌体结构的抗震验算, 一般包括三个基本步骤: 确立计算简图; 分配地震剪力; 对不利墙段进行抗震验算。

#### 4.3.1 计算简图

满足上节结构布置要求的多层砌体结构房屋, 其在地震作用下的变形形式以层间剪切变形为主。因此, 对于图 4-4 所示的一般多层砌体结构, 可以采用图 4-5 所示的计算简图。

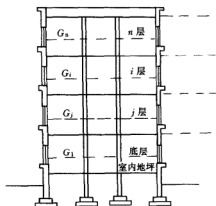


图 4-4 多层砌体结构房屋

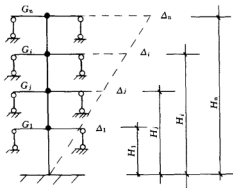


图 4-5 计算简图

在确立上述计算简图时，应以防震缝所划分的结构单元作为计算单元。在计算单元中各楼层的重量集中到楼、屋盖标高处。各楼层质点重力荷载应包括：楼、屋盖自重，活荷载组合值及上、下半层的墙体、构造柱重量之和。计算简图中底部固定端按下述规定确定：当基础埋置较浅时，取为基础顶面；当基础埋置较深时，取为室外地坪下 0.5m 处；当设有整体刚度很大的全地下室时，取为地下室顶板顶部；当地下室整体刚度较小或为半地下室时，则取为地下室室内地坪处，此时，地下室顶板也算一层楼面。

### 4.3.2 地震剪力的计算与分配

#### 1. 楼层地震剪力

多层砌体结构房屋的质量与刚度沿高度分布一般比较均匀，且以剪切变形为主，故可以按底部剪力法计算地震作用。对大量实际砌体结构的现场动力测试表明，多层砌体结构房屋的基本周期，一般处于我国建筑抗震设计规范所规定的设计反应谱的最短平台阶段所覆盖的周期范围内。因此，可取结构底部地震剪力为：

$$F_{EK} = \alpha_{\max} G_{eq} \quad (4-1)$$

其次，考虑到多层砌体结构在线弹性变形阶段的地震作用基本上按倒三角形分布，故取  $\delta_n = 0$ 。这样，任一质点  $i$  的水平地震作用标准值  $F_i$  为：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4-2)$$

作用于第  $i$  层的楼层地震剪力标准值  $V_i$  为第  $i$  层以上的地震作用标准值之和，即：

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \quad (4-3)$$

对于突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等，其地震作用应乘以地震增大系数 3，以考虑鞭梢效应。但增大的两倍不应往下传递，即计算房屋下层间地震剪力时不考虑上述地震作用增大部分的影响。

【例 4-1】 某四层砖砌体房屋，尺寸如图 4-6 所示。结构设防烈度为 7 度。楼盖及屋盖均采用预应力混凝土空心板，横墙承重。楼梯间突出屋顶。除图中注明者外，窗口尺寸为  $1.5\text{m} \times 2.1\text{m}$ ，门洞尺寸为  $1.0\text{m} \times 2.5\text{m}$ 。试计算该楼房楼层地震剪力。

【解】 (1) 计算楼层重力荷载代表值

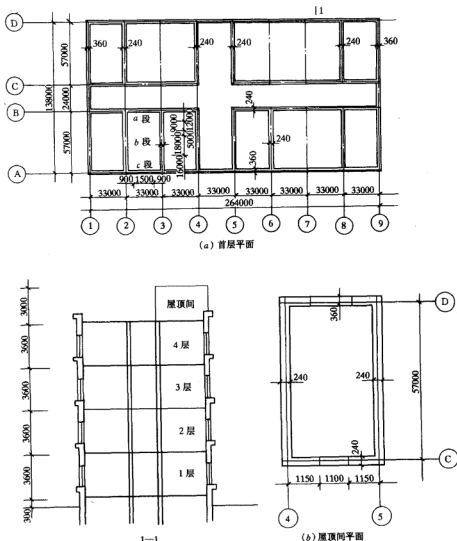


图 4-6 例 4-1 图 “(图中尺寸度量基本单位为毫米)”



恒载(楼层及墙重)取100%, 楼屋面活荷载取50%, 经计算得:

屋顶层	$G_5 = 210\text{kN}$
四层	$G_4 = 3760\text{kN}$
三层	$G_3 = 4410\text{kN}$
二层	$G_2 = 4410\text{kN}$
一层	$G_1 = 4840\text{kN}$

(2) 计算结构总的地震作用标准值

设防烈度7度,  $\alpha_{\max} = 0.08$

$$\text{所以, } G_{\text{eq}} \approx 0.85 \times 0.08 \times \sum_{i=1}^n G_i = 1199\text{kN}$$

(3) 计算楼层地震剪力

按式(4-2)、式(4-3)及关于屋顶间的附加规定计算。计算过程列于表4-5。

楼层地震剪力计算

表 4-5

分项 楼层	$G_i$ (kN)	$H_i$ (m)	$G_i H_i$ (kN·m)	$G_i H_i / \sum_{j=1}^3 G_j H_j$	$F_i$ (kN)	$V_i$ (kN)
屋顶间	210	18.2	3822	0.023	27.6	$27.6 \times 3 = 82.8$
4	3760	15.2	57152	0.339	406.5	434.1
3	4410	11.6	51156	0.303	363.3	797.4
2	4410	8.0	35280	0.209	250.6	1048
1	4840	4.4	21296	0.126	151.0	1199
$\Sigma$	17630		168706		1199	

## 2. 墙体侧移刚度

假定墙体下端固定, 上端嵌固, 则在墙体顶端加一单位力所产生的侧移称为墙体的侧移柔度(图4-7)。侧移柔度的倒数即为墙体的侧移刚度。墙体在侧向力作用下一般包括弯曲变形与剪切变形两部分。

$$\text{弯曲变形} \quad \delta_b = \frac{h^3}{12EI} = \frac{1}{Et} \left( \frac{h}{b} \right)^3 \quad (4-4)$$

$$\text{剪切变形} \quad \delta_s = \frac{\xi h}{AG} = \frac{\xi h}{btG} \quad (4-5)$$

上述式中

$h$ ——墙体高度;

$b$ 、 $t$ ——分别为墙体的宽度和厚度;

$I$ ——墙体的水平截面惯性矩;

$E$ ——砌体弹性模量;

$A$ ——墙体水平截面面积;

$\xi$ ——截面剪应力不均匀系数, 对矩

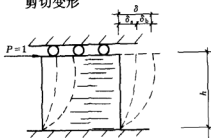


图 4-7 墙体的侧移

形截面取  $\xi = 1.2$ ;

因此, 对于同时考虑弯曲、剪切变形的构件, 其侧移刚度为

$$K = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{\delta_b + \delta_s} = \frac{Et}{b \left[ \left( \frac{h}{b} \right)^2 + 3 \right]}, \quad (4-6)$$

而对于仅考虑剪切变形的墙体, 其侧移刚度为

$$K = \frac{1}{\delta_s} = \frac{Et}{3} \frac{h}{b} \quad (4-7)$$

### 3. 楼层地震剪力在各墙体间的分配

楼层地震剪力  $V_i$  一般假定由各层与  $V_i$  方向一致的各抗震墙体共同承担。即横向地震作用全部由横墙承担, 纵向地震作用全部由纵墙承担,  $V_i$  在各墙体间的分配主要取决于楼盖的水平刚度和各墙体的抗侧移刚度。

#### (1) 横向楼层地震剪力的分配

横向楼层地震剪力分配时要考虑楼盖的刚度。

1) 刚性楼盖。对于抗震横墙最大间距满足表 4-3 的现浇及装配整体式钢筋混凝土楼盖房屋, 当受横向水平地震作用时, 可以认为楼盖在其平面内没有变形。因此, 可把楼盖在其平面内视为绝对刚性的连续梁, 而将各横墙看做是该梁的弹性支座, 各支座反力即为各抗震墙所承受的地震剪力。当结构和荷载都对称时, 各横墙的水平位移相等 (图 4-8)。

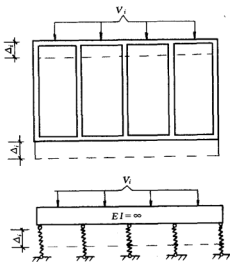


图 4-8 横墙的水平位移

设第  $i$  层共有  $m$  道横墙, 其中第  $j$  道横墙承受的地震剪力为  $V_{ij}$ , 则

$$\sum_{j=1}^m V_{ij} = V_i \quad (4-8)$$

$V_{ij}$  为第  $j$  道横墙的侧移刚度  $K_{ij}$  与楼层层间侧移  $\Delta_i$  的乘积

$$V_{ij} = K_{ij} \Delta_i \quad (4-9)$$

将上式代入式 (4-8) 得

$$\Delta_i = \frac{V_i}{\sum_{j=1}^m K_{ij}} \quad (4-10)$$

再将式 (4-10) 代入式 (4-9) 即得到

$$V_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum_{j=1}^m K_{ij}} V_i \quad (4-11)$$

上式说明, 刚性楼盖房屋的楼层地震剪力可按照各抗震横墙的侧移刚度比例分配于各墙体。当计算墙体侧移刚度时, 可以只考虑剪切变形, 按式 (4-7) 计算。

若同一层墙体材料及高度均相同, 则将式 (4-7) 代入式 (4-11), 经简化后可得:

$$V_{ij} = \frac{A_{ij}}{\sum_{j=1}^m A_{ij}} V_i \quad (4-12)$$

式中  $A_{ij}$ ——第  $i$  层第  $j$  片墙体的净横截面面积。

式 (4-12) 说明, 对刚性楼盖, 当各抗震墙的高度、材料均相同时, 其楼层地震剪力可按各抗震墙的横截面面积比例进行分配。

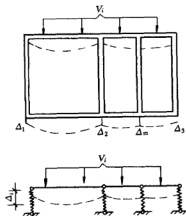


图 4-9 柔性楼盖计算简图

2) 柔性楼盖。对于木楼盖等柔性楼盖房屋, 由于其本身刚度小, 在地震剪力作用下, 楼盖平面变形除平移外尚有弯曲变形。楼盖在各处的位移不等, 在横墙两侧的楼盖变形曲线具有转折。此时, 可认为楼盖如同同一多跨简支梁, 横墙为各跨简支梁的弹性支座 (图 4-9)。因此, 各横墙所承担的地震作用, 为该墙两侧相邻横墙之间各一半楼盖面积上重力荷载所产生的地震作用, 而各横墙所承担的地震剪力即可按各墙所承担的上述重力荷载比例进行分配, 即:

$$V_{ij} = \frac{G_{ij}}{G_i} V_i \quad (4-13)$$

式中  $G_{ij}$ ——第  $i$  层楼盖上第  $j$  道墙与左右两侧相邻横墙之间各一半楼盖面积 (从属面积) 上承担的重力荷载之和;

$G_i$ ——第  $i$  层楼盖上所承担的总重力荷载。

当楼层上重力荷载均匀分布时, 上述计算可进一步简化为按各墙从属面积的比例进行分配, 即

$$V_{ij} = \frac{A_{ij}^f}{A_i^f} V_i \quad (4-14)$$

式中  $A_j^f$ ——第  $i$  层楼盖上第  $j$  道墙体的从属面积;

$A_i^f$ ——第  $i$  层楼盖总面积。

3) 中等刚度楼盖。采用小型预制板的装配式钢筋混凝土楼盖房屋, 其楼盖刚度介于刚性楼盖和柔性楼盖之间。因此, 可以采用前述两种分配算法的平均值, 即:

$$V_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{ij}}{\sum_{j=1}^n K_{ij}} + \frac{G_{ij}}{G_i} \right) V_i \quad (4-15)$$

当墙高相同, 所用材料相同且楼盖上重力荷载分布均匀时, 可采用

$$V_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{A_{ij}}{A_i} + \frac{A_j^f}{A_i^f} \right) V_i \quad (4-16)$$

同一类建筑物中各层采用不同的楼盖时, 应根据各层楼盖类型分别按上述三种方法分配楼层地震剪力。

## (2) 纵向楼层地震剪力的分配

房屋纵向尺寸一般比横向大得多。纵墙的间距在一般砌体房屋中也比较小。因此, 不论哪种楼盖在房屋的纵向的刚度都比较大, 可按刚性楼盖考虑。即, 纵向楼层地震剪力可按各纵墙侧移刚度比例进行分配。

## (3) 在同一道墙上各墙肢间地震剪力的分配

在同一道墙上, 门窗洞口之间各墙肢所承担的地震剪力可按各墙肢的侧移刚度比例再进行分配。设第  $j$  道墙上共划分出  $s$  个墙肢, 则第  $r$  墙肢分配地震剪力为

$$V_{jr} = \frac{K_{jr}}{\sum_{r=1}^s K_{jr}} V_{ij} \quad (4-17)$$

式中  $K_{jr}$  为第  $j$  墙体第  $r$  墙肢的侧移刚度。

墙肢侧移刚度的计算要根据墙肢的高宽比  $h/b$  的不同而区别对待。这是因为对于不同的高宽比, 其墙体变形中弯曲、剪切所占比例是不同的。如图 4-10 所示, 当  $h/b \leq 1$  时, 墙体变形以剪切变形为主, 墙肢刚度可按式 (4-7) 计算; 当  $1 < h/b \leq 4$  时, 弯曲变形和剪切变形在总变形中均占相当比例, 墙肢刚度应按式 (4-6) 计算; 当  $h/b > 4$  时, 墙体变形以弯曲变形为主。此时, 由于侧向变形大, 故可以不计其抗侧力贡献。即, 对于  $h/b > 4$  的墙肢, 可取  $K_{jr} = 0$ 。

通常, 可用墙肢的相对侧移刚度比例分配地震剪力。在计算相对侧移刚度时, 若各墙肢材料相同, 可取  $E = 1$ , 若各墙肢材料

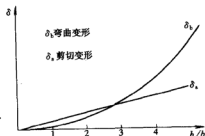


图 4-10 墙体侧移变形与高宽比关系

相同,且厚度相同,可取  $E_s = 1$ 。在计算高宽比  $h/b$  时,墙肢高度  $h$  的取法是:窗间墙取窗洞高;门间墙取门洞高;门窗之间的墙取窗洞高;尽端墙取紧靠尽端的门洞或窗洞高(图 4-11)。

实际砌体结构中,往往存在小开口墙段。此时,为了避免计算的复杂性,可以按不考虑开洞来计算墙体刚度,然后将所得值根据墙体开洞率乘以表 4-6 中的洞口影响系数,即得开洞墙体的刚度。

墙段洞口影响系数

表 4-6

开洞率	0.10	0.20	0.30
影响系数	0.98	0.94	0.88

注:开洞率为洞口面积与墙段毛面积之比;窗洞高度大于层高 50% 时,按门洞对待。

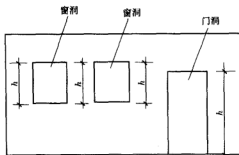


图 4-11 墙体的开洞

**【例 4-2】** 结构同例 4-1。试计算第一层③轴上  $a$ 、 $b$ 、 $c$  墙肢的地震剪力。该墙上门洞尺寸为  $0.9\text{m} \times 2.1\text{m}$ , 窗洞尺寸为  $1.8\text{m} \times 1.2\text{m}$ 。

**【解】** (1) 楼层地震剪力的分配

例 4-1 中已解得  $V_1 = 1199\text{kN}$ 。预制装配式楼盖按半刚性楼盖考虑。因墙高相同、所用材料相同,且楼盖上重力荷载均匀,故可按式 (4-

16) 计算③轴首层墙体所分配的地震剪力。

$$A_{1,3} = (6.0 - 1.8 - 0.9) \times 0.24 = 0.79\text{m}^2$$

$$A_1 = 23.95\text{m}^2$$

$$A_{1,3}^f = 33 \times \left( 5.7 + \frac{0.36}{2} + \frac{2.4}{2} \right) = 23.4\text{m}^2$$

$$A_1^f = 380\text{m}^2$$

故

$$V_{1,3} = \frac{1}{2} \left( \frac{0.79}{23.95} + \frac{23.4}{380} \right) \times 1199 = 56.7\text{kN}$$

(2) 墙肢地震剪力的分配

$$\text{墙肢 } a \quad \frac{h}{b} = \frac{2.1}{1.2} = 1.75$$

$$\text{墙肢 } b \quad \frac{h}{b} = \frac{1.2}{0.5} = 2.4$$

$$\text{墙肢 } c \quad \frac{h}{b} = \frac{1.2}{1.6} = 0.75$$

因此,墙肢  $c$  仅考虑剪切变形计算侧移刚度,而墙肢  $a$  和  $b$  则要同时考虑剪切与弯曲变形计算侧移刚度。这里,采用相对侧移刚度方式分配地震剪力,故各

墙肢分配的地震剪力为:

$$K_a = \frac{1}{1.75^3 + 3 \times 1.75} = 0.094$$

$$K_b = \frac{1}{2.4^3 + 3 \times 2.4} = 0.048$$

$$K_c = \frac{1}{3 \times 0.75} = 0.444$$

$$\Sigma K = K_a + K_b + K_c = 0.586$$

各墙肢分配的地震剪力为

$$V_a = \frac{0.094}{0.586} \times 56.7 = 9.1(\text{kN})$$

$$V_b = \frac{0.048}{0.586} \times 56.7 = 4.6(\text{kN})$$

$$V_c = \frac{0.444}{0.586} \times 56.7 = 43.0(\text{kN})$$

### 4.3.3 墙体抗震强度验算

#### 1. 砌体抗剪强度理论

砌体抗剪强度理论主要有两种:主拉应力强度理论与剪切摩擦强度理论。

主拉应力强度理论将砌体假定为均质各向同性的弹性材料,认为当墙体内部某处的主拉应力

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_0}{2} + \sqrt{\left(-\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (4-18)$$

式中  $\sigma_0$ ——正压应力;

$\tau$ ——剪应力。

达到砌体抗拉强度时,砌体将出现开裂并破坏。

与主拉应力强度理论不同,剪切摩擦强度理论认为砌体的抗震强度主要由水平缝的抗剪强度所决定。当墙体的名义剪应力分布均匀时,砌体沿水平通缝破坏,当墙体的剪应力分布不均匀时,砌体沿最大剪应力分布线破坏,形成平缓的梯形裂缝。砌体的剪切摩擦强度为

$$f_v = f_v_0 + \mu \sigma_0 \quad (4-19)$$

式中  $f_v_0$ —— $\sigma_0 = 0$  时砌体的抗剪强度;

$\mu$ ——摩擦系数。

实际上,上述理论都是对客观对象经过某种理论抽象后形成的。在实践中应用的强度公式则是半经验半理论公式,即依据上述理论模型,通过大量实验研究给出经验系数后所形成的公式。我国建筑抗震设计规范经过试验和统计归纳,规定各类砌体沿阶梯形截面破坏的抗震强度设计值为

$$f_{VE} = \xi_N f_V \quad (4-20)$$

式中  $f_V$ ——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值，可按我国砌体结构设计规范采用；

$\xi_N$ ——砌体强度的正应力影响系数，可按表 4-7 采用。

值得指出的是：表 4-7 中砖砌体的  $\xi_N$  是以主拉应力强度理论为基础统计归纳的，而砌块砌体的  $\xi_N$  则是以剪切摩擦强度理论为基础给出的。

砌体强度的正应力影响系数  $\xi_N$ 

表 4-7

砌体类别	$\sigma_0/f_V$						
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	20.0
粘土砖	0.80	1.00	1.28	1.50	1.70	1.95	2.32
混凝土小砌块		1.25	1.75	2.25	2.60	3.10	4.80

注： $\sigma_0$  为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力。

## 2. 砌体截面抗震强度验算

当墙体或墙段所分配的地震剪力确定后，即可验算墙体的抗震强度。验算的对象是承受地震剪力较大的、或竖向压应力较小的、或局部截面较小的墙段。截面的抗震承载力应满足

$$V \leq \frac{f_{VE} A}{\gamma_{RE}} \quad (4-21)$$

式中  $V$ ——墙体地震剪力设计值，为地震剪力标准值的 1.3 倍；

$A$ ——墙体横截面积；

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数，一般承重墙体  $\gamma_{RE} = 1.0$ ；两端均有构造柱约束的承重墙体  $\gamma_{RE} = 0.9$ ；自承重墙体  $\gamma_{RE} = 0.75$ 。

上式主要适用于非配筋砌体，对于横向配筋砌体，应按下式验算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_{VE} + \xi_s f_y \rho_V) A \quad (4-22)$$

式中  $f_V$ ——钢筋抗拉强度设计值；

$A$ ——墙体横截面面积。

$\rho_V$ ——层间墙体体积配筋率；

$\xi_s$ ——钢筋参与工作系数，可按表 4-8 采用。

钢筋参与工作系数  $\xi_s$ 

表 4-8

墙体高宽比	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.2
$\xi_s$	0.07	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.12

实验表明，砌体中配置的钢筋过少，对强度的提高将不起作用，对砌体变形能力也无明显改善作用；如配筋过多，钢筋又不能充分发挥作用。较合理的配筋量在 0.07% ~ 0.17% 之间。

混凝土小型砌块墙体，多采用芯柱配筋方式。此类砌体墙体的抗震承载力验算公式是：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_{VE} A + (0.3 f_t A_c + 0.05 f_y A_s) \xi_c] \quad (4-23)$$

式中  $f_t$ ——芯柱混凝土轴心抗拉强度设计值；

$A_c$ ——芯柱截面总面积；

$A_s$ ——芯柱钢筋截面总面积；

$\xi_c$ ——芯柱影响系数，按表 4-9 查取，表中填孔率系指芯柱根数与孔洞总数之比。

芯柱影响系数

表 4-9

填孔率 $\rho$	$\rho < 0.15$	$0.15 \leq \rho < 0.25$	$0.25 \leq \rho < 0.5$	$\rho \geq 0.5$
$\xi_c$	0	1.0	1.10	1.15

【例 4-3】 试验算例 4-1 中底层③轴上墙体的抗震强度。墙体用砖的强度等级为 MU10，砂浆为 M5.0。

【解】 (1) 计算各墙肢在层高半高处的平均压应力

墙肢 a  $\sigma_0 = 0.57 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

墙肢 b  $\sigma_0 = 1.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

墙肢 c  $\sigma_0 = 0.66 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(2) 验算抗震强度。

各墙肢验算结果列于表 4-10。

底层③轴墙体强度验算

表 4-10

墙段	面积 ( $\text{m}^2$ )	$\sigma_0/f_v$	$\xi_N$	$f_{VE} = \xi_N f_v$	$V \text{ (kN)}$	$f_{VE} A / \gamma_{RE} \text{ (kN)}$
a	0.288	4.75	1.47	0.176	11.8	50.7 > 11.8
b	0.12	11.7	2.07	0.248	6.03	29.8 > 6.03
c	0.384	5.5	1.55	0.186	55.8	71.4 > 55.8

可见，各墙肢抗震强度均满足要求。但对于墙肢 b，墙长等于 0.5m，小于承重窗间墙的最小尺寸 1m 的限值。因此，应对墙肢 b 采用构造配筋的加强措施。

## § 4.4 多层砌体结构抗震构造措施

结构抗震构造措施的主要目的在于加强结构的整体性、保证抗震计算目的的实现，弥补抗震计算的不足。对于多层砌体结构，由于抗震验算仅对承受水平地震剪力的墙体进行，因而砌体结构的抗震构造措施尤为重要。



## 4.4.1 加强结构的连接

## 1. 纵横墙的连接

对7度时层高超过3.6m或长度大于7.2m的大房间以及8度和9度时外墙转角及内外墙交接处,当未设构造柱时,应沿墙高每隔0.5m配置2 $\phi$ 6拉结钢筋,并每边伸入墙内不少于1m(图4-12)。

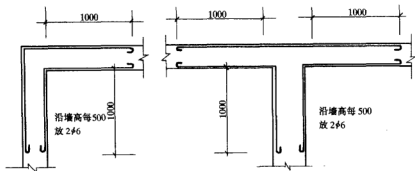


图4-12 纵横墙的连接

后砌的非承重砌体隔墙应沿墙高每隔0.5m配置2 $\phi$ 6钢筋与承重墙或柱拉结,并每边伸入墙内不少于0.5m。8度和9度时长度大于5.1m的后砌的非承重砌体隔墙的墙顶,尚应与楼板或梁拉结。

混凝土小砌块房屋墙体交接处或芯柱与墙体连接处应沿墙高每隔0.6m设置 $\phi$ 4点焊钢筋网片,网片每边伸入墙内不宜小于1m。

## 2. 楼板间及楼板与墙体的连接

对房屋端部大房间的楼板,以及8度时房屋的屋盖和9度时房屋的楼屋盖,应加强钢筋混凝土预制板之间的拉结(图4-13),以及板与梁、墙和圈梁的连接。

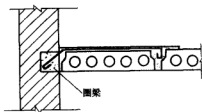


图4-13 楼板与外墙体的拉结

现浇钢筋混凝土楼板或屋面板伸进纵、横墙内的长度不应小于120mm。对装配式钢筋混凝土楼板或屋面板,当圈梁未设在板的同一标高时,板端伸进外墙的长度不应小于120mm,板端伸进内墙的长度不应小于100mm,在梁上不应小于80mm。当板的跨度大于4.8m并与外墙平行时,靠外墙的预制板边应与墙或圈梁拉结(图4-14)。

对装配式楼板应要求座浆,以增强与墙体的粘结。

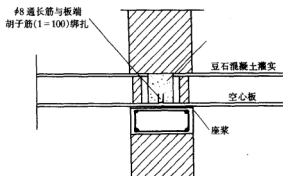


图 4-14 楼板与内墙或圈梁的拉结

#### 4.4.2 设置钢筋混凝土构造柱

在多层砌体结构中设置钢筋混凝土构造柱或芯柱，可以部分地提高墙体的抗剪强度，尤其是可以大大增强房屋的变形能力。在墙体开裂之后，构造柱与圈梁所形成的约束体系可以有效地限制墙体的散落，使开裂墙体以滑移、摩擦等方式大量消耗地震能量，保证房屋不致倒塌。

##### 1. 钢筋混凝土构造柱

对多层砖房，应按表 4-11 要求设置钢筋混凝土构造柱。对外廊式或单面走廊式的多层砖房、教学楼或医院等横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层后的层数按表 4-11 设置构造柱。外廊、单面走廊式的教学楼与医院，应按增加两层后的层数按表 4-11 设置构造柱。

砖房构造柱设置要求

表 4-11

房屋层数				各种层数和烈度均设置的部位	随层数或烈度变化而设置的部位
6 度	7 度	8 度	9 度		
四、五	三、四	二、三		外墙四角，错层部位横墙与外纵墙交接处，较大洞口的两侧，大房间内外墙交接处	7~8 度时，楼、电梯间四角；每隔 15m 或单元横墙与外墙交接处
六、七	五	四	二		隔开间横墙（轴线）与外墙交接处；山墙与内纵墙交接处；7~9 度时，楼、电梯间的四角
八	六、七	五、六	三、四		内墙（轴线）与外墙交接处；内墙的局部较小墙垛处；7~9 度时，楼、电梯间的四角；9 度时，内纵墙与横墙（轴线）交接处

构造柱最小截面尺寸可采用 240mm × 180mm，纵向钢筋可采用 4 $\phi$ 12，箍筋间距不宜大于 250mm，且在柱上下端适当加密。在 7 度区超过六层，8 度区超过五

层和9度区,构造柱纵筋宜采用4 $\phi$ 14,箍筋间距不宜大于200mm。

对钢筋混凝土构造柱的施工,应要求先砌墙、后浇柱,墙、柱连接处宜砌成马牙槎,并应沿墙高每隔0.5m设2 $\phi$ 6拉结钢筋,每边伸入墙内不少于1m。

构造柱应与圈梁连接。隔层设置圈梁的房屋,应在无圈梁的楼层增设配筋砖带。配筋砖带砂浆强度不应低于M5。

构造柱可单独设置基础,但应伸入室外地面下0.5m,或锚入浅于0.5m的基础圈梁内。

## 2. 钢筋混凝土芯柱

对多层砌块房屋,应要求设置钢筋混凝土芯柱。其中,对混凝土小砌块房屋,可按表4-12要求设置芯柱。对混凝土中砌块房屋,应按表4-13要求设置芯柱。

混凝土小砌块房屋芯柱设置要求

表 4-12

房屋层数			设置部位	设置数量
6度	7度	8度		
四、五	三、四	二、三	外墙转角,楼梯间四角,大房间内外墙交接处,每隔15m或单元横墙与外纵墙交接处	外墙转角,灌实3个孔;内外墙交接处,灌实4个孔
六	五	四	外墙转角,楼梯间四角,大房间内外墙交接处,山墙与内纵墙交接处;隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处	外墙转角,灌实5个孔;内外墙交接处,灌实4个孔;内墙交接处,灌实4~5个孔;洞口两侧,各灌实1个孔
七	六	五	外墙转角,楼梯间四角;各内墙(轴线)与外纵墙交接处;8、9度时内纵墙与横墙(轴线)交接处和门洞两侧	外墙转角,灌实7个孔;内外墙交接处,灌实5个孔;内墙交接处,灌实4~5个孔;洞口两侧各灌实1个孔
	七	六	同上; 横墙内芯柱间距不宜大于2m	

混凝土小砌块房屋芯柱截面不宜少于120mm $\times$ 120mm,芯柱混凝土强度等级,不应低于C20。芯柱与墙连接处应设置拉结钢筋网片。竖向钢筋应贯通墙身且应与每层圈梁连接。插筋不应小于1 $\phi$ 12;对7度时超过五层、8度时超过四层和9度时,插筋不应少于1 $\phi$ 14。芯柱也应伸入室外地面下0.5m或插入浅于0.5m的基础圈梁内。

混凝土中砌块房屋芯柱设置部位

表 4-13

烈度	设置部位
6、7	外墙转角,楼梯间四角,山墙与内纵墙交接处,隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处,大房间内外墙交接处
8	外墙转角,楼梯间四角,横墙(轴线)与纵墙交接处,横墙门洞两侧,大房间内外墙交接处

## 4.4.3 合理布置圈梁

圈梁在砌体结构抗震中可以发挥多方面的作用。它可以加强纵横墙的连接、增强楼盖的整体性、增加墙体的稳定性；它可以有效地约束墙体裂缝的开展，从而提高墙体的抗震能力；它还可以有效地抵抗由于地震或其他原因所引起的地基不均匀沉降对房屋的破坏作用。

装配式钢筋混凝土楼、屋盖或木楼、屋盖的砖房，横墙承重时应按表 4-14 的要求设置圈梁，纵墙承重时应每层设置圈梁，且抗震横墙上的圈梁间距应比表 4-14 内要求适当加密。现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖的多层砖房，当楼、屋盖与墙体有可靠连接时可不设圈梁。

砌块房屋采用装配式钢筋混凝土楼盖时，每层均要设置圈梁。现浇钢筋混凝土圈梁应在设防烈度基础上提高一度后按表 4-14 的相应要求设置。

砖房现浇钢筋混凝土圈梁设置要求 表 4-14

墙 类	设 防 烈 度		
	6、7	8	9
外 墙 及 内 纵 墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内 横 墙	同上；屋盖处间距不应大于 7m；楼盖处间距不应大于 15m；构造柱对应部位	同上；屋盖处沿所有横墙，且间距不应大于 7m；楼盖处间距不应大于 7m；构造柱对应部位	同上；各层所有横墙

6~8 度区的砖拱楼、屋盖房屋，各层所有墙体均应设置圈梁。

圈梁应闭合，遇有洞口应上下搭接，不宜采用现浇圈梁与门窗过梁合二为一的构造措施。圈梁的截面高度不应小于 120mm，配筋应符合表 4-15 的要求。为加强基础整体性和刚性而设置的基础圈梁，其截面高度不应小于 180mm，配筋不应少于 4 $\phi$ 12。

圈 梁 配 筋 要 求 表 4-15

配 筋	设 防 烈 度		
	6、7	8	9
最小纵筋	4 $\phi$ 10	4 $\phi$ 12	4 $\phi$ 14
最大箍筋间距 (mm)	250	200	150

## 4.4.4 重视楼梯间的设计

楼梯间的震害往往较重，而地震时楼梯间是疏散人员和进行救灾的要道。因此，对其抗震构造措施要给予足够的重视。

8 度和 9 度时，顶层楼梯间横墙和外墙宜沿墙高每隔 0.5m 设 2 $\phi$ 6 通长钢筋。

9度时其他各层楼梯间可在休息平台或半高处设置60mm厚的配筋砂浆带,砂浆强度等级不应低于M7.5,钢筋不宜少于2 $\phi$ 10。

8度和9度时,楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于0.5m,并应与圈梁连接。

装配式楼梯段应与平台板的梁可靠连接,不应采用墙中悬挑式踏步或踏步竖肋插入墙体的楼梯,也不应采用无筋砖砌栏板。

突出屋顶的楼、电梯间,构造柱应伸到顶部,并与顶部圈梁连接。内外墙交接处应沿墙高布置构造拉结钢筋。

## §4.5 底部框架砌体房屋抗震设计

### 4.5.1 概 述

底部框架砌体房屋主要指结构底层或底部两层采用钢筋混凝土框架的多层砌体房屋。这类结构类型主要用于底部需要大空间,而上面各层可采用较多纵横墙的房屋,如底层设置商店、餐厅的多层住宅、旅馆、办公楼等建筑。

这类房屋因底部刚度小、上部刚度大,竖向刚度急剧变化,抗震性能较差。地震时往往在底部出现变形集中、产生过大侧移而严重破坏,甚至倒塌。

为了防止底部因变形集中而发生严重的震害,在抗震设计中必须在结构底部加设抗震墙,不得采用纯框架布置。底部框架房屋抗震墙的数量,由第二层与底层纵横向侧移刚度比值来确定,在6、7度时这一比值不应大于2.5,8度时不应大于2,且均不应小于1.0。对于底部两层框架砌体房屋,底层与底部第二层侧移刚度应接近;第三层与底部第二层侧移刚度的比值,6、7度时不应大于2,8度时不应大于1.5,且均不宜小于1。底部抗震横墙的间距应符合表4-16的要求。抗震墙应采用钢筋混凝土墙,6度和7度时可采用嵌砌于框架之间的粘土砖墙或混凝土小砌块墙。

底部抗震墙最大间距 (m)

表 4-16

6 度		7 度		8 度		9 度	
21		18		15		—	

底部框架砖房的总高度和层数,不宜超过表4-17的限制。

总高度 (m) 和层数限值

表 4-17

6 度		7 度		8 度		9 度	
高 度	层 数	高 度	层 数	高 度	层 数	高 度	层 数
22	7	22	7	19	6	不宜采用	

## 4.5.2 抗震计算

底部框架砌体房屋的抗震计算可采用底部剪力法。计算中取地震影响系数  $\alpha_1 = \alpha_{\max}$ ，顶部附加地震影响系数  $\delta_n = 0$ 。为了减轻底部的薄弱程度，我国建筑抗震设计规范规定，底层框架砌体房屋的底层地震剪力设计值应取底部剪力法所得底层地震剪力乘以增大系数，即

$$V_1 = \xi \alpha_{\max} G_{eq} \quad (4-24)$$

式中  $\xi$ ——地震剪力增大系数，与第二层与底层侧移刚度之比  $\gamma$  有关，可取

$$\xi = \sqrt{\gamma} \quad (4-25)$$

按式 (4-25) 算得  $\xi < 1.2$  时，取  $\xi = 1.2$ ； $\xi > 1.5$  时，取  $\xi = 1.5$ 。

同理，对于底部两层框架房屋的底层与第二层，其纵横向地震剪力设计值亦均应乘以增大系数  $\xi$ 。

底部框架中的框架柱与抗震墙的设计，可按两道防线的思想进行设计，即在结构弹性阶段，不考虑框架柱的抗剪贡献，而由抗震墙承担全部纵向的地震剪力。在结构进入弹塑性阶段后，考虑到抗震墙的损伤，由抗震墙和框架柱共同承担地震剪力。根据试验研究结果，钢筋混凝土抗震墙开裂后的刚度约为初始弹性刚度的 30%，而砖抗震墙则约为 20% 左右。据此可确定框架柱所承担的地震剪力为：

$$V_c = \frac{K_c}{0.3 \sum K_{wc} + 0.3 \sum K_{wm} + \sum K_c} V_1 \quad (4-26)$$

式中  $K_{wc}$ 、 $K_{wm}$ 、 $K_c$ ——分别为一片混凝土抗震墙、一片砖抗震墙、一根钢筋混凝土框架柱的弹性侧移刚度。

此外，框架柱的设计尚需考虑地震倾覆力矩引起的附加轴力。作用于整个房屋底层的地震倾覆力矩为（参考图 4-15）：

$$M_1 = \sum_{i=2}^n F_i (H_i - H_1) \quad (4-27)$$

每榀框架所承担的地震倾覆力矩，可按底层抗震墙和框架的转动刚度比例分配。

一片抗震墙承担的倾覆力矩为：

$$M_w = \frac{K'_w}{\sum K'_w + \sum K'_f} M_1 \quad (4-28)$$

一榀框架承担的倾覆力矩为：

$$M_f = \frac{K'_f}{\sum K'_w + \sum K'_f} M_1 \quad (4-29)$$

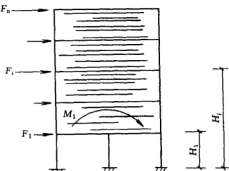


图 4-15 底部框架的抗震墙

上述式中,  $K'_w$ ——底层一片抗震墙的平面转动刚度;

$$K'_w = \frac{1}{\frac{h}{EI} + \frac{1}{C_\varphi I_\varphi}} \quad (4-30)$$

$K'_c$ ——框框架沿自身平面的转动刚度;

$$K'_c = \frac{1}{\frac{h}{E \sum A_i x_i^2} + \frac{1}{C_z \sum F_i x_i^2}} \quad (4-31)$$

$I, I_\varphi$ ——抗震墙水平截面和基础底面的转动惯量;

$C_z, C_\varphi$ ——地基抗压和抗弯刚度系数;

$A_i, F_i$ ——框框架中第  $i$  根柱子的水平截面面积和基础底面积;

$x_i$ ——第  $i$  根柱子到所在框架中和轴的距离。

倾覆力矩  $M_f$  在框架中产生的附加轴力为

$$N_{ci} = \pm \frac{A_i x_i}{\sum A_i x_i} M_f \quad (4-32)$$

底部框架砌体房屋框架层以上结构的抗震计算与多层砌体结构房屋相同。

**【例 4.4】** 例 4-1 中多层砖房改为底层框架房屋, 上部各层均不变, 底层平面改动如下: 撤除底层②、③、⑥、⑧轴线上的横墙, 在 B、C 轴线的山墙上加开门洞, 尺寸为  $1.8\text{m} \times 2.5\text{m}$ 。在各轴线交叉点设置框架柱, 柱截面尺寸为  $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ , 混凝土强度等级为 C20。试求底层横向设计地震剪力和框架柱所承担的地震剪力。

**【解】** (1) 计算二层与底层的侧移刚度比

底层框架柱单元的侧移刚度 (近似按两端完全嵌固计算)

$$K_c = \frac{12EI}{H^3} = \frac{12 \times 2.55 \times 10^7 \times 0.4^4 / 12}{3.6^3} = 13992 (\text{kN/m})$$

单片砖抗震墙的侧移刚度 (不考虑带洞墙体):

①、⑨轴线上:

$$K_{wm,1} = \frac{GA}{\xi H} = \frac{0.4 \times 1500 \times 1.58 \times 10^3 \times 1.97}{1.2 \times 3.6} = 4.32 \times 10^5 (\text{kN/m})$$

④、⑤轴线上:

$$K_{wm,2} = \frac{0.4 \times 1500 \times 1.58 \times 10^3 \times 1.31}{1.2 \times 3.6} = 2.87 \times 10^5 (\text{kN/m})$$

故底层横向侧移刚度为

$$K_l = 36 \times K_c + 4 \times (K_{wm,1} + K_{wm,2}) = 3.38 \times 10^6 (\text{kN/m})$$

二层横向侧移刚度为

$$K_2 = \frac{G \sum A_i}{\xi H} = \frac{0.4 \times 1500 \times 1.58 \times 10^3 \times 21.99}{1.2 \times 3.6} = 4.83 \times 10^6 (\text{kN/m})$$

$$\gamma_2 = \frac{K_2}{K_1} = 1.43$$

(2) 求横向设计地震剪力  
结构底层做出题设变动后

$$G_1 = 4531 \text{ kN}$$

$$G = 17321 \text{ kN}$$

故  $V_1 = \sqrt{\gamma} \alpha_{\max} G_{\text{eq}} = 1.2 \times 0.08 \times 0.85 \times 17321 = 1413.4 (\text{kN})$

(3) 计算框架柱所承担的地震剪力

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{K_c}{0.2 \sum K_{\text{wm}} + \sum K_c} V_1 \\ &= \frac{13992 \times 1413.4}{0.2 \times 2.88 \times 10^6 + 5.04 \times 10^5} = 18.3 (\text{kN}) \end{aligned}$$

### 4.5.3 抗震构造措施

底层框架砌体房屋的上部结构的构造措施与一般多层砌体房屋相同。

底部框架应采用现浇或现浇柱、预制梁结构，并宜双向刚性连接。底层楼盖应采用现浇钢筋混凝土板，板厚不应小于 120mm。当楼板洞口尺寸大于 800mm 时，洞口周边应设置圈梁。底层框架柱因受水平剪力和竖向压力共同作用，常沿斜截面发生破坏。因此，宜加大构造箍筋的直径、减少间距，必要时可采用螺旋箍筋或焊接封闭箍筋。

底部框架-抗震墙房屋的上部各层应按表 4-11 要求设置钢筋混凝土构造柱，过渡层尚应在底部框架柱对应位置处设置构造柱。构造柱的截面，不宜小于 240mm × 240mm。构造柱的纵向钢筋不宜少于 4φ14，箍筋间距不宜大于 200mm。过渡层构造柱的纵向钢筋，7 度时不宜小于 4φ16，8 度时不宜小于 6φ16。一般情况下，纵向钢筋应锚入下部的框架柱内；当纵向钢筋锚固在框架梁内时，框架梁的相应位置应加强。构造柱应与每层圈梁连接，或与现浇楼板可靠拉结。

钢筋混凝土托墙梁的截面宽度不应小于 300mm，梁的截面高度不应小于跨度的 1/10。箍筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；梁端在 1.5 倍梁高且不小于 1/5 梁净跨范围内，以及上部墙体的洞口处和洞口两侧各 500mm 且不小于梁高的范围内，箍筋间距不应大于 100mm。沿梁高应设腰筋，数量不应少于 2φ14，间距不应大于 200mm。梁的主筋和腰筋应按受拉钢筋的要求锚固在柱内，且支座上部的纵向钢筋在柱内的锚固长度应符合钢筋混凝土框支梁的有关要求。

钢筋混凝土抗震墙周边应设置梁（或暗梁）和边框柱（或框架柱）组成的边框；边框梁的截面宽度不宜小于墙板厚度的 1.5 倍，截面高度不宜小于墙板厚度的 2.5 倍；边框柱的截面高度不宜小于墙板厚度的 2 倍。抗震墙墙板的厚度不宜小于 160mm，且不应小于墙板净高的 1/20；抗震墙宜开设洞口形成若干墙段，



各墙段的高宽比不宜小于2。抗震墙的竖向和横向分布钢筋配筋率均不应小于0.25%，并应采用双排布置；双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于600mm，直径不应小于6mm。

底部抗震墙若采用嵌、砌于框架之间的砖砌抗震墙时，应先砌墙后浇筑。砖墙至少厚240mm，砂浆强度等级应不小于M10，且应沿框架柱每隔0.5m配置2 $\phi$ 6拉结钢筋，并沿砖墙全长设置。在墙体半高处尚应设置与框架柱相连的钢筋混凝土水平系梁。

底部框架和钢筋混凝土抗震墙的抗震等级可分别采用三级（6度）、二级（7度）、一级（8度）。抗震构造应满足相应等级要求。关于框架和抗震墙的抗震等级及相应构造措施可参见本书第5章。

## 习 题

- 4.1 怎样理解多层砖房震害的一般规律？
- 4.2 怎样考虑多层砌体结构抗震的垂直地震作用？
- 4.3 在多层砌体结构中设置圈梁的作用是什么？
- 4.4 怎样理解底部框架房屋底部框架的设计原则？
- 4.5 试判断下述论断的正误

1. 多层砌体房屋横墙越少，破坏越重；
2. 构造柱只有和圈梁连成一个整体后才能发挥作用；
3. 砌体结构中抗震墙刚度越大，分配地震剪力越多；
4. 底层框架房屋的底部剪力在房屋纵、横向相等。

### 4.6 填空题

1. 构造柱与墙连接处，应沿墙高每隔\_\_\_\_设\_\_\_\_的拉结钢筋，且每边伸入墙内不少于\_\_\_\_m；
2. 楼梯间不宜设在房屋的\_\_\_\_与\_\_\_\_处；
3. 砌体抗震抗剪强度主要有\_\_\_\_理论和\_\_\_\_理论；
4. 砌块砌体的总高度限值\_\_\_\_于砖房，横墙最大间距\_\_\_\_于或\_\_\_\_于砖房；
5. 混凝土空心砌块房屋可用\_\_\_\_代替钢筋混凝土构造柱。

4.7 试验算例4-1中屋顶间墙体的抗震强度。屋顶间墙体用砖的强度等级为MU7.5，砂浆的强度等级为M2.5。

4.8 五层底层框架砖房，底层平面布置如图4-16。框架柱截面尺寸为400mm $\times$ 400mm，底层砖抗震墙厚为240mm，混凝土抗震墙为200mm。混凝土强度等级为C25，砖强度等级为MU10，砂浆强度等级为M7.5，二层以上的横墙除与一层处抗震墙对齐外，还在首层设有纵向抗震墙的开间两侧设有抗震横墙。结构总的重力荷载为28422kN，底层层高4.8m，二层及以上均为2.8m。试计算底层横向设计地震剪力及框架柱所承受的剪力。

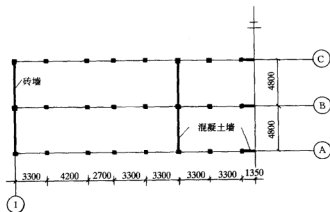


图 4-16 习题图

## 第5章 多高层建筑钢筋混凝土结构抗震设计

多高层钢筋混凝土结构以其优越的综合性能在城市建设中得到了广泛的应用。在我国，大部分的多高层房屋建筑是用钢筋混凝土结构建造的。我国又是多地震国家。因此，掌握多高层钢筋混凝土结构的抗震设计方法，显然是十分重要的。

### § 5.1 多高层钢筋混凝土结构的震害及其分析

#### 5.1.1 结构布置不合理而产生的震害

##### 1. 扭转破坏

如果建筑物的平面布置不当而造成刚度中心和质量中心有较大的不重合，或者结构沿竖向刚度有过大的突然变化，则极易使结构在地震时产生严重破坏。这是由于过大的扭转反应或变形集中而引起的。

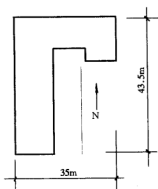


图 5-1 平面为 L 形的建筑

唐山地震时，位于天津市的一幢平面为 L 形的建筑（图 5-1），由于不对称而产生了强烈的扭转反应，导致离转动中心较远的东南角和东北角处严重破坏：东南角柱产生纵向裂缝，导致钢筋外露；东北角柱处梁柱节点的混凝土酥裂。

唐山地震时，一个平面如图 5-2 所示的框架厂产生了强烈的扭转反应，导致第二层的十一根柱产生严重的破坏（图 5-2）。该厂房的电梯间设置在房屋的一端，引起严重的刚度不对称。

##### 2. 薄弱层破坏

某结构的立面如图 5-3 所示，底部两层为框架，以上各层为钢筋混凝土抗震墙和框架，上部刚度比下部刚度大 10 倍左右。这种竖向的刚度突变导致地震时结构的变形集中在底部两层，使底层柱严重酥裂，钢筋压曲，第二层偏移达 600mm。

震害调查表明，结构刚度沿高度方向的突然变化，会使破坏集中在刚度薄弱的楼层，对抗震是不利的。1995 年阪神地震时，大量的 20 层左右的高层建筑在

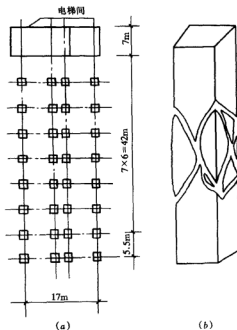


图 5-2 框架厂房平面和柱的破坏

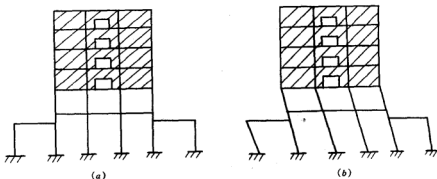


图 5-3 底部框架结构的变形

第 5 层处倒塌 (图 5-4), 这是因为日本的老抗震规范允许在第 5 层以上较弱。

具有薄弱底层的房屋, 易在地震时倒塌。图 5-5 和图 5-6 示出了两种倒塌的形式。

### 3. 应力集中

结构竖向布置产生很大的突变时, 在突变处由于应力集中会产生严重震害。图 5-7 为在阪神地震时由应力集中而产生的震害。

### 4. 防震缝处碰撞



图 5-4 高层建筑的第 5 层倒塌

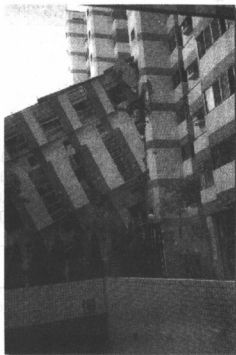


图 5-5 薄弱底层房屋倒塌形式之一（倾斜）

防震缝如果宽度不够，其两侧的结构单元在地震时就会相互碰撞而产生震害（图 5-8）。例如唐山地震时，北京民航大楼防震缝处的女儿墙被破坏；北京饭店西楼伸缩缝处的贴面砖柱脱落，内填充墙侧移达 50mm。在相同条件下，缝宽达 600mm 的北京饭店东楼则未出现碰撞引起的震害。

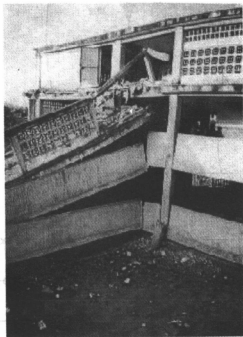


图 5-6 薄弱底层房屋倒塌形式之二（底层完全倒塌）



图 5-7 应力集中产生的震害

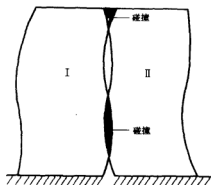
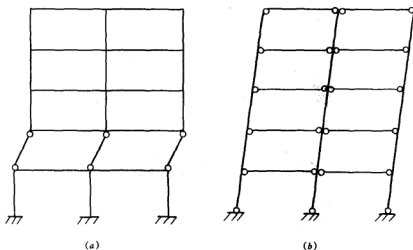


图 5-8 防震缝两侧结构单元的碰撞


图 5-9 框架的破坏形式  
(a) 强梁弱柱型; (b) 强柱弱梁型

### 5.1.2 框架结构的震害

#### 1. 整体破坏形式

框架的整体破坏形式按破坏性质可分为延性破坏和脆性破坏,按破坏机制可分为梁铰机制(强柱弱梁型)和柱铰机制(强梁弱柱型)(图 5-9)。梁铰机制即塑性铰出现在梁端,此时结构能经受较大的变形,吸收较多的地震能量。柱铰机制即塑性铰出现在柱端,此时结构的变形往往集中在某一薄弱层,整个结构变形较小。

#### 2. 局部破坏形式

(1) 构件塑性铰处的破坏。构件在受弯和受压破坏时会出现这种情况。在塑性铰处,混凝土会发生严重剥落,并且钢筋会向外鼓出。框架柱的破坏一般发生在柱的上下端,以上端的破坏更为常见。其表现形式为混凝土压碎,纵筋受压屈曲(图 5-10 和图 5-11)。



图 5-10 柱的破坏形式之一

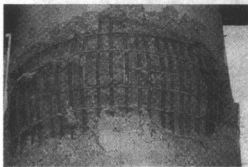


图 5-11 柱的破坏形式之二

(2) 构件的剪切破坏。当构件的抗剪强度较低时,会发生脆性的剪切破坏(图 5-12)。

(3) 节点的破坏。节点的配筋或构造不当时,会出现十字交叉裂缝形式的剪切破坏(图 5-13),后果往往较严重。节点区箍筋过少或节点区钢筋过密都会引起节点区的破坏。

(4) 短柱破坏。柱子较短时,剪跨比过小,刚度较大,柱中的地震力也较大,容易导致柱的脆性剪切破坏(图 5-14)。

(5) 填充墙的破坏。

(6) 柱的轴压比过大时使柱处于小偏心受压状态,引起柱的脆性破坏。

(7) 钢筋的搭接不合理,造成搭接处破坏。



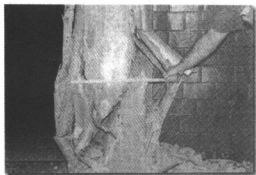


图 5-12 柱的剪切破坏



图 5-13 节点的破坏

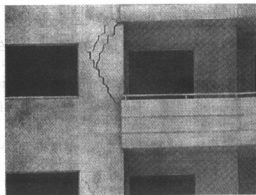


图 5-14 短柱破坏

### 5.1.3 具有抗震墙的结构震害 (抗震墙和框架抗震墙)

震害调查表明,抗震墙结构的抗震性能是较好的,震害一般较轻。高层结构抗震墙的破坏有以下一些类型:1)墙的底部发生破坏,表现为受压区混凝土的大片压碎剥落,钢筋压屈(图 5-15)。2)墙体发生剪切破坏(图 5-16)。3)抗震墙墙肢之间的连梁产生剪切破坏(图 5-17)。墙肢之间是抗震墙结构的变形集中处,故连梁很容易产生破坏。



图 5-15 抗震墙的破坏



图 5-16 抗震墙的剪切破坏

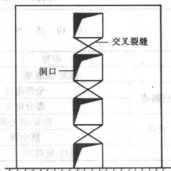


图 5-17 墙肢间连梁的破坏

## §5.2 选型、结构布置和设计原则

### 5.2.1 选 型

框架结构的特点是结构自身重量轻,适合于要求房屋内部空间较大、布置灵活的场合。整体重量的减轻能有效减小地震作用。如果设计合理,框架结构的抗震性能一般较好,能达到很好的延性。但同时由于侧向刚度较小,地震时水平变形较大,易造成非结构构件的破坏。结构较高时,过大的水平位移引起的  $P-\Delta$  效应也较大,从而使结构的损伤更为严重,故框架结构的高度不宜过高。

抗震墙结构的特点是侧向刚度大,强度高,空间整体性能好。然而,由于墙体多,重量大,地震作用也大,并且内部空间的布置和使用不够灵活。抗震墙结构比较适合于住宅、旅馆等建筑,因这类建筑墙体较多,分隔较均匀,使承重结构和维护结构达到较高程度的统一。

在抗震墙结构中,为满足在底层设商店等大空间的需要,常把底部一至几层改为框架结构或框架抗震墙结构,称之为底部大空间抗震墙结构。这种结构的抗震性能较差,故须对其高度进行限制。

框架-抗震墙结构的特点是在一定程度上克服了纯框架和纯抗震墙结构的缺点,发挥了各自的长处。刚度较大,自重较轻,平面布置较灵活,并且结构的变形较均匀。抗震性能较好,多用于办公楼和旅馆建筑。

此外,还有筒体结构、巨型框架结构和悬吊结构等等。

各种结构体系适用的最大高度见表 5-1。对平面和竖向均不规则的结构或 IV 类场地上的结构,适用的最大高度应适当降低。

现浇钢筋混凝土房屋结构适用的最大高度 (m)

表 5-1

结 构 体 系		设 防 烈 度			
		6	7	8	9
框架		60	55	45	25
框架-抗震墙		130	120	100	50
抗震墙	全部落地	140	120	100	60
	部分框支	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	150	130	100	70
	筒中筒	180	150	120	80
板柱-抗震墙		40	35	30	不应采用

注: 1. 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度 (不包括局部突出屋顶部分);

2. 框架-核心筒结构指周边稀柱框架与核心筒组成的结构;

3. 部分框支抗震墙结构指首层或底部两层框支抗震墙结构;

4. 乙类建筑可按本地区抗震设烈度确定适用的最大高度;

5. 超过表内高度的房屋, 应进行专门研究和论证, 采取必要的加强措施。

楼盖在其平面内的刚度应足够大,以使水平地震力能通过楼盖平面进行分配和传递。因此,应优先选用现浇楼盖,其次是装配整体式楼盖,最后才是装配式楼盖。抗震规范(GB50011—2001)规定,框架-抗震墙和板柱抗震墙结构中,抗震墙之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比不宜超过表 5-2 中规定的数值;超过时,应考虑楼盖平面内变形的影响。

抗震墙之间楼屋盖的最大长宽比

表 5-2

楼 屋 盖 类 别	设 防 烈 度			
	6	7	8	9
现浇、叠合梁板	4	4	3	2
装配式楼盖	3	3	2.5	不宜采用
框支层和板柱-抗震墙的现浇梁板	2.5	2.5	2	不宜采用

为减小温度应力的影响,规范规定,当房屋较长时,刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在尽端开间。

### 5.2.2 结 构 布 置

表 1-6、表 1-7 对建筑结构的不规则性进行了分类。当结构不规则时,应视情况进行空间结构分析或采用其他专门措施。因此,应尽可能满足结构规则性要求。

非承重墙体的材料、选型和布置,应根据烈度、房屋高度、建筑体型、结构层间变形、墙体自身抗侧力性能的利用等因素,经综合分析后确定。非承重墙体应优先选用轻质墙体材料。

刚性非承重墙体的布置,应避免使结构形成刚度和强度分布上的突变。

墙体与主体结构应有可靠的拉结,应能适应主体结构不同方向的层间位移;8、9 度时应具有满足层间变位的变形能力,与悬挑构件相连时,尚应具有满足节点转动引起的竖向变形的能力。

外墙板的连接件应具有足够的延性和适当的转动能力,并宜满足在设防烈度下主体结构层间变形的要求。

砌体墙应采取措施减少其对主体结构的不利影响,并应设置拉结筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与主体结构可靠拉结。

钢筋混凝土结构中的砌体填充墙,宜与柱脱开或采用柔性连接,并应符合下列要求:1) 填充墙在平面和竖向的布置,宜均匀对称,避免形成薄弱层或短柱。2) 砌体的砂浆强度等级不应低于 M5,墙顶应与框架梁密切结合。3) 填充墙应沿框架柱全高每隔 500mm 设 2 $\phi$ 6 拉筋,拉筋伸入墙内的长度,6、7 度时不应小于墙长的 1/5 且不小于 700mm,8、9 度时宜沿墙全长贯通。4) 墙长大于 5m 时,墙顶与梁宜有拉结;墙高超过 4m 时,墙体半高处宜设置与柱连接且沿墙全长贯

通的钢筋混凝土水平系梁。

砌体女儿墙中宜设构造柱，且墙顶宜设置通长的钢筋混凝土压顶，在人流出入口处应与主体结构锚固。

### 1. 平面布置

结构的平面布置是指在结构平面图上布置柱和墙的位置以及楼盖的传力方式。从抗震的角度看，最主要的是使结构平面的质量中心和刚度中心相重合或尽可能靠近，以减小结构的扭转反应。因为地震引起的惯性力作用在楼层平面的质量中心，而楼层平面的抗力则作用在其刚度中心，二者的作用线不重合时就会产生扭矩，其值等于二者作用线之间的距离乘以楼层惯性力的值。因此，结构平面应在 $x$ 和 $y$ 两个正交方向对称、均匀。且平面布置应使得平面作为一个截面有尽可能大的抗扭刚度，以抵抗事实上难以完全避免的扭矩。

因此，结构的平面布置宜简单、对称和规则。在框架结构和抗震墙结构中，框架和抗震墙均应双向设置，柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的 $1/4$ 。

$L$ 、 $l$ 、 $l'$ 的限值

表 5-3

设防烈度	$L/B$	$L/B_{max}$	$l/b$	$l'/B_{max}$
6度和7度	$\leq 6$	$\leq 5$	$\leq 2$	$\geq 1$
8度和9度	$\leq 5$	$\leq 4$	$\leq 1.5$	$\geq 1$

高层建筑（8层及8层以上）的平面中 $L$ 不宜过长（图 5-18），突出部分长度 $l$ 宜减小，凹角处宜采取加强措施。图 5-18 中， $L$ 、 $l$ 和 $l'$ 的值宜满足表 5-3 的要求。

### 2. 竖向布置

结构沿竖向（铅直方向）应尽可能均匀且少变化，使结构的刚度沿竖向均

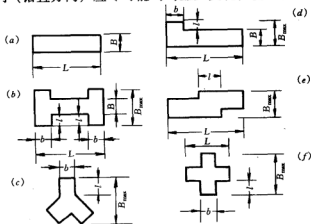


图 5-18 高层建筑平面

匀。如结构沿竖向需变化,则宜均匀变化,避免沿竖向刚度的突变。在用防震缝分开的结构单元内,不应有错层和局部加层,同一楼层应在同一标高内。

为使结构有较好的整体刚度,结构高度  $H$  和宽度  $B$  的比值不宜超过表 5-4 所列的限值。

适用的房屋最大高宽比

表 5-4

结 构 类 型	6 度	7 度	8 度	9 度
框架,板柱-抗震墙	4	4	3	2
框架-抗震墙	5	5	4	3
筒体,抗震墙	6	6	5	4

注:1. 当有大底盘时,计算高宽比的高度从大底盘的顶部算起;

2. 超过表内高宽比的体型复杂的房屋,应进行专门研究。

用地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,应避免在地下室顶板开设大洞口,并且,顶板厚度不宜小于 180mm,混凝土强度等级不宜低于 C30,并应采用双层双向配筋,且每个方向的配筋率不应小于 0.25%。地下室结构的侧向刚度不宜小于相邻上部结构侧向刚度的 2 倍,地下室柱的纵向钢筋面积,除应满足计算要求外,不宜少于地上一层对应柱纵筋面积的 1.2 倍;地上一层的柱、墙底部应符合加强部位的有关要求。

### 3. 防震缝的设置

平面形状复杂时,宜用防震缝划分成较规则、简单的单元。但对高层结构,宜尽可能不设缝。伸缩缝和沉降缝的宽度应符合防震缝的要求。

当需要设置防震缝时,其最小宽度应符合下列要求:1) 框架结构房屋的防震缝宽度,当高度不超过 15m 时可采用 70mm;超过 15m 时,6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m 和 2m,宜加宽 20mm。2) 框架-抗震墙结构房屋的防震缝宽度可采用上述对框架规定数值的 70%,抗震墙结构房屋的防震缝宽度可采用上述对框架规定数值的 50%,且均不宜小于 70mm。3) 防震缝两侧结构体系不同时,防震缝宽度应按需要较宽的规定采用,并可按较低房屋高度计算缝宽。4) 8、9 度框架结构房屋防震缝两侧结构高度、刚度或层高相差较大时,可在缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙,每一侧抗撞墙的数量不应少于两道,宜分别对称布置,墙肢长度可不大于一个柱距。框架和抗撞墙的内力应按考虑和不考虑抗撞墙两种情况分别进行分析,并按不利情况取值。抗撞墙在防震缝一端的边柱,箍筋应沿房屋全高加密。

### 5.2.3 材 料

按抗震要求设计的混凝土结构的材料应符合下列要求:

(1) 混凝土的强度等级,抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区、框支梁、框支柱不应低于 C30;构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件不应低于 C20。

并且,混凝土结构的强度等级,在9度时不宜超过C60,在8度时不宜超过C70。

(2) 普通钢筋的强度等级,纵向受力钢筋宜采用HRB335级和HRB400级热轧钢筋;箍筋宜采用HPB235、HRB335和HRB400级热轧钢筋。普通钢筋宜优先采用延性、韧性和可焊性较好的钢筋。对一、二级抗震等级的框架结构,其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25;屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于1.3。

(3) 在施工中,当需要以强度等级较高的钢筋代替原设计中的纵向受力钢筋时,应按照钢筋受拉承载力相等的原则换算,并应满足正常使用极限状态和抗震构造的要求。

### 5.2.4 抗震等级

钢筋混凝土房屋应根据烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级。抗震等级的划分应符合下列要求:1) 丙类建筑抗震等级宜按表5-5划分;其他设防类别的建筑,则应按前述抗震设防分类和设防标准的规定调整后再按表5-5划分抗震等级。2) 框架-抗震墙结构中,按基本振型地震作用且不考虑框架梁对抗震墙的约束,若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的50%,其框架部分的抗震等级应按框架结构划分,最大适用高度可比框架结构适当增加。3) 与主楼相连的裙房,除应按裙房本身考虑外,其抗震等级不应低于主楼的抗震等级;此时,主楼结构在裙房顶部上、下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时,应按裙房本身确定抗震等级。4) 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,地下一层的抗震等级应与上部结构相同,地下一层以下的抗震等级可根据具体情况采用三级或按非抗震考虑。地下室超出主楼范围且无上部结构的部分,可根据具体情况采用三级或按非抗震考虑。

现浇钢筋混凝土结构的抗震等级

表 5-5

结 构 类 型		设 防 烈 度							
		6		7		8		9	
框架	高度 (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25	
	框架	四	三	三	二	二	一	一	
	剧场、体育馆等大跨度公共建筑	三		二		一		一	
框架-抗震墙	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50	
	框架	四	三	三	二	二	一	一	
	抗震墙	三		二		一		一	
抗震墙	高度 (m)	≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60	
	抗震墙	四	三	三	二	二	一	一	
部分框支抗震墙结构	抗震墙	三	二	二		一		一	
	框支层框架	二		二	一	一			

续表

结 构 类 型			设 防 烈 度			
			6	7	8	9
筒体	框架-核心筒	框架	—	—	—	—
		核心筒	—	—	—	—
	筒中筒	外筒	—	—	—	—
		内筒	—	—	—	—
板柱-抗震墙	板柱的柱		—	—	—	—
	抗震墙		—	—	—	—

注：1. 建筑场地为Ⅰ类时，除6度外可按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不降低；

2. 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级。

3. 部分框支抗震墙结构中，抗震墙加强部位以上的一般部位，应允许按抗震墙结构确定其抗震等级。

### 5.2.5 按抗剪要求的截面限制条件

钢筋混凝土结构的梁、柱、抗震墙和连梁，其截面组合的剪力设计值应符合下列要求：

1) 对跨高比大于2.5的梁和连梁及剪跨比大于2的柱和抗震墙，要求：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_0) \quad (5-1)$$

2) 对跨高比不大于2.5的梁和连梁、剪跨比不大于2的柱和抗震墙、部分框支抗震墙结构的框支柱和框支梁，以及落地抗震墙底部加强部位，要求：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b h_0) \quad (5-2)$$

柱的剪跨比 $\lambda$ 按下式计算：

$$\lambda = M^e / (V^e h_0) \quad (5-3)$$

框架结构的中间层柱的剪跨比可按柱净高与2倍柱截面高度之比简化计算。上式中， $M^e$ 为柱端或墙端截面组合的弯矩计算值，取上下端弯矩的较大值； $V$ 和 $V^e$ 分别为柱端或墙端截面组合的剪力设计值和组合的剪力计算值； $f_c$ 为混凝土轴心抗压强度设计值。 $b$ 为梁、柱截面宽度或抗震墙墙肢截面宽度； $h_0$ 为截面有效高度，抗震墙可取墙肢长度。

## § 5.3 钢筋混凝土框架结构的抗震设计

### 5.3.1 框架结构的设计要点

虽然地震作用可来自任意的方向，但在抗震设计时，一般只需且必须对结构



纵、横两个主轴方向进行抗震计算。

梁和柱的中线宜重合,以使传力直接,减小由于偏心过大而带来的不利影响。框架柱的截面高度和宽度均不宜小于 300mm。应注意避免形成短柱(柱净高与截面高度之比小于 4 的柱)。

在竖向非地震荷载作用下,可用调幅法来考虑框架梁的塑性内力重分布。对现浇框架,调幅系数取 0.8~0.9;对装配整体式框架,调幅系数取 0.7~0.8。无论对水平地震作用引起的内力还是对竖向地震作用引起的内力均不应进行调幅。

框架结构单独柱基有下列情况之一时,宜沿两个主轴方向设置基础系梁:1) 一级和 IV 类场地的二级;2) 各柱基承受的重力荷载代表值差别较大;3) 基础埋置较深,或各基础埋置深度差别较大;4) 地基主要受力层范围内存在软弱粘土层、液化土层和严重不均匀土层;5) 桩基承台之间。

### 5.3.2 地震作用在结构各部分的分配和内力计算

#### 1. 地震作用在结构各部分的分配

用底部剪力法、振型分解法或时程分析法时通常采用的是“葫芦串”模型,相应的计算结果是地震作用沿结构竖向的分布。要把作用在各层的地震作用分配给各柱或各榀抗侧力平面结构,通常需要假定楼屋盖在其平面内的刚度为无穷大。这样,各柱或各榀抗侧力平面结构在楼层盖处的水平向变形是协调的。从而,应根据各柱或各榀抗侧力平面结构的抗侧刚度进行地震作用引起的层剪力的分配。

通常假定地震沿结构平面的两个主轴方向作用于结构。用底部剪力法计算时,一般不考虑结构的扭转反应。把层剪力按各柱的刚度分配给各柱,从而也得到各榀框架的地震作用。

例如,求得结构第  $i$  层的地震剪力  $V_i$  后,再把  $V_i$  按该层各柱的刚度进行分配,得该层第  $j$  柱所承受的地震剪力  $V_{ij}$  为

$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{k=1}^n D_{ik}} V_i \quad (5-4)$$

其中  $D_{ij}$  为第  $i$  层第  $j$  根柱的抗侧刚度 ( $D$  值,详见后)。

#### 2. 内力计算

用计算机进行框架结构的静力计算(把框架上的地震作用作为静力荷载)或动力计算(时程分析法),可直接得到各杆的内力。

在初步设计时,或计算层数较少且较为规则的框架在水平地震作用下的内力时,可采用下述近似计算方法:反弯点法和  $D$  值法,后者较为常用。

##### (1) 反弯点法

水平地震作用一般都可简化为作用于框架节点上的水平力。规则框架在节点

水平力作用下的典型弯矩图如图 5-19 所示,其中弯矩为零的点为反弯点。显然,只要能确定各柱的剪力和反弯点的位置,就可求得各柱的弯矩,进而由节点平衡条件求得梁端弯矩及整个框架的其他内力。这可通过如下假定来实现: 1) 梁的线刚度为无穷大; 2) 底层柱的反弯点在距基础  $2/3$  柱高处。

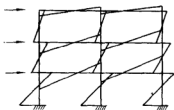


图 5-19 框架在水平节点力作用下的弯矩图

由上述假定可知,同一层柱两端的相对水平位移均相同;且除底层外,各柱的反弯点均位于柱高的中点。

设框架共有  $n$  层,每层有  $m$  个柱子。第  $j$  层的总剪力  $V_j$  可根据平衡条件求出。设第  $j$  层各柱的剪力分别为  $V_{j1}, V_{j2}, \dots, V_{jm}$ , 则有:

$$V_j = \sum_{k=1}^m V_{jk} \quad (5-5)$$

设该层的层间水平位移为  $\Delta_j$ , 由于各柱的两端只有水平位移而无转角, 则有

$$V_{jk} = \frac{12i_{jk}}{h_j^2} \Delta_j \quad (5-6)$$

其中,  $i_{jk}$  为第  $j$  层第  $k$  柱的线刚度;  $h_j$  为第  $j$  层柱的高度。把式 (5-6) 代入式 (5-5), 由于梁的刚度为无穷大, 梁的轴向变形为零, 从而第  $j$  层的各柱两端的相对水平位移均相同 (均为  $\Delta_j$ ), 因此有

$$\Delta_j = \frac{V_j}{\sum_{k=1}^m \frac{12i_{jk}}{h_j^2}}$$

把上式代入式 (5-6), 得第  $j$  层各柱的剪力为

$$U_{jk} = \frac{i_{jk}}{\sum_{k=1}^m i_{jk}} V_j \quad k = 1, \dots, m \quad (5-7)$$

求出各柱的剪力后, 根据已知各柱的反弯点位置, 可求出各柱的弯矩。

求出所有柱的弯矩后, 考虑各节点的力矩平衡, 对每个节点, 由梁端弯矩之和等于柱端弯矩之和, 可求出梁端弯矩之和  $\Sigma M_b$ 。把  $\Sigma M_b$  按与该节点相连的梁的线刚度进行分配 (即某梁所分配到的弯矩与该梁的线刚度成正比), 就可求出该节点各梁的梁端弯矩。

### (2) D 值法

反弯点法中的梁刚度为无穷大的假定, 使反弯点法的应用受到限制。在一般情况下, 柱的抗侧刚度还与梁的线刚度有关; 柱的反弯点高度也与梁柱线刚度比、上下层梁的线刚度比、上下层的层高变化等因素有关。在反弯点法的基础

上,考虑上述因素,对柱的抗侧刚度和反弯点高度进行修正,就得到  $D$  值法。在  $D$  值法中,柱的抗侧刚度以  $D$  表示,故得其名。

修正后的柱抗侧刚度  $D$  可表示为

$$D = \alpha \frac{12i_c}{h^2} \quad (5-8)$$

其中  $i_c$  和  $h$  分别为柱的线刚度和高度,  $\alpha$  是考虑柱上下端节点弹性约束的修正系数。

系数  $\alpha$  可如下导出。从规则框架中取出典型的柱  $AB$  和与其相连的杆件如图 5-20 所示,其中  $A、B、C、D、E、F、G、H$  均位于节点处。假定: 1) 柱  $AB$  及与其上下相邻的柱的高度均为  $h_j$ 、线刚度均为  $i_c$ , 且这些柱的层间位移均为  $\Delta_j$ ; 2) 柱  $AB$  两端节点及与其上下左右相邻的各个节点的转角均为  $\theta$ 。记梁  $EB、BF、GA、AH$  的线刚度分别为  $i_1、i_2、i_3、i_4$ , 则可求得:

$$\alpha = \frac{K}{2 + K} \quad (5-9)$$

其中

$$K = \frac{\sum i}{2i_c} \quad (5-10)$$

在上式中,  $\sum i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4$ 。

类似地可导出底层柱的抗侧刚度修正系数  $\alpha_0$ 。除了图 5-20 所示情况外, 还有图 5-21 所示的情况。对图 5-21 (a) 的情况,  $K = (i_1 + i_2)/i_c$ ,  $\alpha = (0.5 + K)/(2 + K)$ ; 对图 5-21 (b) 的情况,  $K = (i_1 + i_2)/i_c$ ,  $\alpha = 0.5K/(1 + 2K)$ ; 对图 5-21 (c) 的情况,  $K = (i_1 + i_2 + i_{p1} + i_{p2})/(2i_c)$ ,  $\alpha = K/(2 + K)$ 。在图 5-20 和图 5-21 所示各种情况中, 若某梁不存在 (例如边柱的情况), 则该梁的线刚度为零。

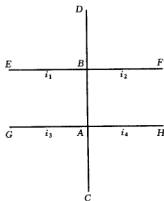


图 5-20 用于推导  $D$  值法的框架单元

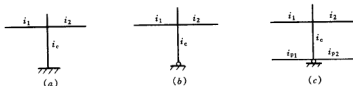


图 5-21  $D$  值法中的底层单元  
(a) 底层固接; (b) 底层铰接; (c) 底层铰接有连梁

求得柱抗侧刚度  $D$  值后,可按与反弯点法相类似的推导,得出第  $j$  层第  $k$  柱的剪力:

$$V_{jk} = \frac{D_{jk}}{\sum_{k=1}^m D_{jk'}} V_j \quad (5-11)$$

已知柱的剪力后, 要求出柱的弯矩, 还需要知道柱的反弯点位置。

显然, 柱的反弯点位置取决于其上下端弯矩的比值。影响柱反弯点位置的因素有: 侧向外荷载的形式、梁柱线刚度比、结构总层数及该柱所在的层次、柱上下横梁线刚度比、上层层高的变化、下层层高的变化等。分析时, 假定同层各横梁的反弯点均在各横梁跨度的中央而该点又无竖向位移。从而, 多层多跨框架可简化成图 5-22 所示的计算简图。

让上述因素逐一发生变化, 可分别求得柱底端至反弯点的距离 (即反弯点高度), 并制成相应的表格。

#### ①梁柱线刚度比及层数、层次对反弯点高度的影响

假定框架横梁的线刚度、柱的线刚度和层高  $h$  沿框架高度保持不变, 则可求出相应的各层柱的反弯点高度  $y_0 h$ , 其中  $y_0$  称为标准反弯点高度比, 其值可由本章末附表 5-1、附表 5-2 查得。表中的  $K$  值可按式 (5-10) 计算。

#### ②上、下横梁线刚度比对反弯点的影响

若上、下横梁的线刚度不同, 则反弯点将向横梁线刚度较小的一端偏移。因此, 须对  $y_0$  加一增量  $y_1$  进行修正。 $y_1$  的值可由章末附表 5-3 查得。对于底层柱, 不考虑修正值  $y_1$ , 即取  $y_1 = 0$ 。

#### ③层高变化对反弯点的影响

当上、下层层高发生变化时, 反弯点高度的上移增量分别为  $y_2 h$ 、 $y_3 h$ , 其中  $y_2$  和  $y_3$  可由章末附表 5-4 查得。对于顶层柱, 不考虑修正值  $y_2$ , 即取  $y_2 = 0$ ; 对于底层柱, 不考虑修正值  $y_3$ , 即取  $y_3 = 0$ 。

综上所述, 经过各项修正后, 柱底至反弯点的高度  $y h$  可由下式求出:

$$y h = (y_0 + y_1 + y_2 + y_3) h \quad (5-12)$$

至此, 已求得各柱的剪力和反弯点高度。从而, 可求出各柱的弯矩。然后, 可用与反弯点法相同的方法求出各梁的弯矩。



图 5-22 求反弯点位置的计算简图

### 5.3.3 截面设计和构造

框架结构的各种内力算出后, 要用荷载组合和内力组合的方法得出各控制截面的最不利设计内力, 然后据此进行截面的配筋设计。之后还要进行构造设计, 包括验算截面尺寸是否满足要求以及确定配筋构造。如果截面尺寸有较大的调整, 则要重新进行前述有关计算。对抗震设计而言, 计算配筋和构造设计是并重的。

### 1. 地震作用效应的调整

通过内力组合得出的设计内力, 还需进行调整以保证梁端的破坏先于柱端的破坏(强梁弱柱的原则)、弯曲破坏先于剪切破坏(强剪弱弯的原则)、构件的破坏先于节点的破坏(强节点弱构件的原则)。下面先介绍前两个原则的保证措施。最后一原则将在 § 5.3.4 中介绍。

#### (1) 根据“强柱弱梁”原则的调整

根据“强梁弱柱”原则进行调整的思路是: 对同一节点, 使其在地震作用组合下, 柱端的弯矩设计值略大于梁端的弯矩设计值或抗弯能力。

一、二、三级框架的梁柱节点处, 除框支层最上层的柱上端、框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者外, 柱端弯矩设计值应符合下式要求:

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b \quad (5-13)$$

9 度和一级框架结构尚应符合

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \quad (5-14)$$

其中,  $\Sigma M_c$  为节点上、下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和, 上、下柱端的弯矩设计值, 一般情况可按弹性分析分配;  $\Sigma M_b$  为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和, 节点左右梁端均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩应取零;  $\Sigma M_{bua}$  为节点左、右梁端截面反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积(考虑受压筋)和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和;  $\eta_c$  为强柱系数, 一级为 1.4, 二级为 1.2, 三级为 1.1。当反弯点不在柱的层高范围内时, 柱端的弯矩设计值可直接乘以上述强柱系数。

一、二、三级框架结构的底层柱下端截面的弯矩设计值, 应分别乘以增大系数 1.5、1.25 和 1.15。底层柱纵向钢筋宜按上下端的不利情况配置。此处底层指无地下室的基础以上或地下室以上的首层。

按两个主轴方向分别考虑地震作用时, 一、二级框架结构的角柱, 调整后的弯矩、剪力设计值应乘以增大系数 1.30, 并应满足规范的其他相应要求。

#### (2) 根据“强剪弱弯”原则的调整

根据“强剪弱弯”原则进行调整的思路是: 对同一杆件, 使其在地震作用组合下, 剪力设计值略大于按设计弯矩或实际抗弯承载力及梁上荷载反算出的剪力。

##### 1) 框架梁设计剪力的调整

一、二、三级的框架梁和抗震墙中跨高比大于 2.5 的连梁, 其梁端剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)/l_n + V_{Gb} \quad (5-15)$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V = 1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)/l_n + V_{Gb} \quad (5-16)$$

式中  $V$  为梁端组合剪力设计值;  $l_n$  为梁的净跨;  $V_{Gb}$  为梁在重力荷载代表值 (9 度时高层建筑还应包括竖向地震作用标准值) 作用下, 按简支梁分析的梁端截面剪力设计值;  $M_a^l$  和  $M_a^r$  分别为梁左右端反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值, 当两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小一端的弯矩取零;  $M_{bas}^l$  和  $M_{bas}^r$  分别为梁左右端反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积 (考虑受压筋) 和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值;  $\eta_{vb}$  为梁端剪力增大系数, 一级为 1.3, 二级为 1.2, 三级为 1.1。

## 2) 框架柱设计剪力的调整

一、二、三级的框架柱和框支柱端部组合的剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vc}(M_c^t + M_c^b)/H_n \quad (5-17)$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V = 1.2(M_{cun}^t + M_{cun}^b)/H_n \quad (5-18)$$

式中  $V$  为柱端组合剪力设计值;  $H_n$  为柱的净高;  $M_c^t$  和  $M_c^b$  分别为柱的上下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值, 应符合上述对柱端弯矩设计值的要求;  $M_{cun}^t$  和  $M_{cun}^b$  分别为偏心受压柱的上下端顺时针或反时针方向根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等计算的抗震承载力所对应的弯矩值;  $\eta_{vc}$  为柱剪力增大系数, 一级为 1.4 级, 二级为 1.2, 三级为 1.1。

## 2. 配筋和构造

### (1) 截面尺寸限制条件

为了保证结构的延性, 防止发生脆性破坏, 对抗震结构往往要求更为严格的截面限制条件, 使截面的尺寸不致过小。

梁端截面的混凝土受压区高度  $x$ , 当考虑受压钢筋的作用时, 应满足下列条件:

$$x \leq 0.25h_0 \quad (\text{一级}) \quad (5-19)$$

$$x \leq 0.35h_0 \quad (\text{二、三级}) \quad (5-20)$$

其中  $h_0$  为截面的有效高度。

钢筋混凝土结构的梁、柱、抗震墙和连梁, 其截面组合的剪力设计值应符合下列要求:

1) 跨高比大于 2.5 的梁和连梁及剪跨比大于 2 的柱和抗震墙, 考虑地震组合的剪力设计值  $V$  应满足:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20f_c b h_0) \quad (5-21)$$

2) 跨高比不大于 2.5 的梁和连梁、剪跨比不大于 2 的柱和抗震墙、部分框支抗震墙结构的框支柱和框支梁, 以及落地抗震墙底部加强部位, 应满足:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15f_c b h_0) \quad (5-22)$$

上述剪跨比应按下式计算:

$$\lambda = \frac{M^c}{V^c h_0} \quad (5-23)$$

在上三式中,  $\lambda$  为剪跨比, 框架结构的中间层可按柱净高与 2 倍柱截面高度之比简化计算;  $M^c$  为柱端或墙端截面组合的弯矩计算值, 取上下端弯矩的较大值;  $V$ 、 $V^c$  分别为柱端或墙端截面组合的剪力设计值和组合的剪力计算值;  $f_c$  为混凝土轴心抗压强度设计值;  $b$  为梁、柱截面宽度或抗震墙墙肢截面宽度;  $h_0$  为截面有效高度, 抗震墙可取墙肢长度。

### (2) 抗剪承载力的折减

在反复荷载作用下, 梁端形成交叉剪切裂缝, 混凝土所能承担的极限剪力大大降低, 故在设计时须考虑这种影响。

考虑地震作用组合时, 梁受剪承载力计算公式为:

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 V_c + V_s) \quad (5-24)$$

其中,  $V_c$  和  $V_s$  分别为不考虑地震作用时的受剪承载力设计值表达式中的混凝土项和箍筋项。上式中的系数 0.6 考虑了反复荷载作用下混凝土受剪承载力的降低。

柱剪力设计值确定后, 柱的受剪承载力计算的公式与式 (5-24) 相类似, 只需把该式中的  $V_b$  换成  $V_c$ , 并考虑轴力项即可。即, 柱受剪承载力计算公式为:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \right] \quad (5-25)$$

其中, 当  $\lambda$  小于 1 时, 取  $\lambda = 1$ ; 当  $\lambda$  大于 3 时, 取  $\lambda = 3$ 。上式中  $N$  为考虑地震作用组合的框架柱的轴向压力设计值, 当  $N$  大于  $0.3 f_c A$  时, 取  $N = 0.3 f_c A$ 。当框架柱出现拉力时, 其斜截面受剪承载力计算公式则应为:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \right] \quad (5-26)$$

并且当式中方括号内的计算值小于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  时, 取等于  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ , 且  $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$  的值不应小于  $0.36 f_t b h_0$ 。上式中  $N$  为考虑地震作用组合的框架柱的轴向拉力设计值。

### (3) 构造要求

梁的截面宽度不宜小于 200mm, 截面高宽比不宜大于 4, 净跨与截面高度之比不宜小于 4。

采用扁梁时, 楼板应现浇, 梁中线宜与柱中线重合; 当梁宽大于柱宽时, 扁梁应双向布置。扁梁的截面尺寸应符合下列要求:

$$b_b \leq 2b_c \quad (5-27)$$

$$b_b \leq b_c + h_b \quad (5-28)$$

$$h_b \geq 16d \quad (5-29)$$

其中,  $b_c$  为柱截面宽度 (圆形截面取柱直径的 0.8 倍);  $b_b$  和  $h_b$  分别为梁截面宽度和高度;  $d$  为柱纵筋直径。

梁的纵向钢筋配置, 应符合下列要求: 1) 梁端截面的底面和顶面配筋量的比值, 除按计算确定外, 一级不应小于 0.5, 二、三级不应小于 0.3。2) 沿梁全长顶面和底面的配筋, 一、二级不应少于  $2\Phi 14$ , 且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的  $1/4$ ; 三、四级不应少于  $2\Phi 12$ 。3) 一、二级框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的  $1/20$ ; 对圆形截面柱, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的  $1/20$ 。

梁端加密区的箍筋配置, 应符合下列要求: 1) 加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 5-6 采用; 当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时, 表中箍筋最小直径数值应增大 2mm。2) 梁加密区箍筋肢距, 一级不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 四级不宜大于 300mm。

抗震框架梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径 表 5-6

抗震等级	加密区长度 (采用较大值) (mm)	箍筋最大间距 (采用最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	$2h_b$ , 500	$h_b/4$ , 6d, 100	10
二	$1.5h_b$ , 500	$h_b/4$ , 8d, 100	8
三	$1.5h_b$ , 500	$h_b/4$ , 8d, 150	8
四	$1.5h_b$ , 500	$h_b/4$ , 8d, 150	6

注:  $d$  为纵筋直径,  $h_b$  为梁高。

柱的截面尺寸应符合下列要求: 1) 截面的宽度和高度均不宜小于 300mm, 圆柱直径不宜小于 350mm。2) 剪跨比宜大于 2; 圆柱截面可按等面积的方形截面进行计算。3) 截面的边长比不宜大于 3。

柱的轴力越大, 其延性越差, 故引入轴压比的概念。轴压比  $n$  定义为

$$n = \frac{N}{f_c A_c} \quad (5-30)$$

其中,  $N$  为柱内力组合后的轴压力设计值,  $A_c$  为柱的全截面面积,  $f_c$  为混凝土抗压强度设计值。当  $n$  较小时, 为大偏心受压构件, 呈延性破坏; 当  $n$  较大时, 为小偏心受压构件, 呈脆性破坏。并且当轴压比较大时, 箍筋对延性的影响变小。为保证地震时柱的延性, 规范规定了轴压比的上限值如表 5-7 所示, 这些限值是从偏心受压截面产生界限破坏的条件得到的。框支层由于变形集中, 对轴压比的限值要严一些。在一定的有利条件下, 柱轴压比的限值可适当提高, 但不应大于 1.05。Ⅳ类场地上较高的高层建筑的柱轴压比限值应适当减小。



框架柱的轴压比限值

表 5-7

抗震等级	一 级	二 级	三 级
框架柱	0.7	0.8	0.9
框支层柱	0.6	0.7	—
框-墙、板柱墙及筒体	0.75	0.85	0.95

- 注：1. 可不进行地震作用计算的结构，取无地震组合的轴力设计值，轴压比限值应取 1.0；
2. 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
3. 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍、螺旋距不大于 100mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍、螺旋净距不大于 80mm、箍筋肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm，轴压比限值均可增加 0.10；上述三种箍筋的配箍特征值均应按增大的轴压比由表 5-10 确定。
4. 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05；此项措施与注 3 项措施共同采用时，轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定；
5. 柱轴压比不应大于 1.05。

柱的纵向钢筋配置应符合下列要求：1) 宜对称配置。2) 截面尺寸大于 400mm 的柱，纵向钢筋间距不宜大于 200mm。3) 柱纵向钢筋的最小总配筋率应按表 5-8 采用，同时每一侧配筋率不应小于 0.2%。对Ⅳ类场地上较高的高层建筑，表中的数值宜增加 0.1。4) 柱总配筋率不应大于 5%。5) 一级且剪跨比不大于 2 的柱，每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%。6) 边柱、角柱及抗震墙边柱考虑地震作用组合产生拉力时，柱内纵筋总截面面积计算值应增加 30%。

框架柱全部纵向钢筋最小配筋百分率 (%)

表 5-8

柱 类 型	抗 震 等 级			
	一	二	三	四
中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6
角柱、框支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：当框架柱采用 HRB400 级热轧钢筋应允许减少 0.1，采用混凝土强度等级高于 C60 时，应增加 0.1。

在塑性铰区，应加强箍筋的约束。因此，在柱的上、下端箍筋应按表 5-9 的规定加密。对剪跨比不大于 2 的柱、框支柱和一、二级抗震的框架角柱应沿柱全高加密箍筋。柱在刚性地坪表面的上、下各 500mm 的范围内也应按加密区的要求配置箍筋。底层柱柱根处不小于 1/3 柱净高范围内应按加密区的要求配置箍筋。梁柱的中线不重合且偏心距大于柱宽的 1/8 时，沿柱的全高也应按加密区的要求配置箍筋。

表 5-9 适用于一般的情况。在下列情况下可作相应的变动：二级框架柱的箍筋直径不小于  $\phi 10$  时，最大间距可采用 150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时，箍筋最小直径可采用  $\phi 6$ ；四级框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径

不宜小于  $\phi 8$ 。

柱加密区的箍筋最大间距和最小直径

表 5-9

抗震等级	箍筋最大间距 (采用较小值) (mm)	箍筋最小直径	箍筋加密区长度 (采用较大者)
一	$6d, 100$	$\phi 10$	$h$ (或 $D$ ), $H_n/6$ , $500\text{mm}$
二	$8d, 100$	$\phi 8$	
三	$8d, 150$ (柱根 100)	$\phi 8$	
四	$8d, 150$ (柱根 100)	$\phi 6$ (柱根 $\phi 8$ )	

注:  $h$  为矩形截面长边尺寸,  $D$  为圆形截面直径,  $H_n$  为柱净高,  $d$  为纵向钢筋最小直径。

柱加密区的箍筋肢距, 一级不宜大于 200mm, 二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 四级不宜大于 300mm。至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束。采用拉筋复合箍时, 拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住箍筋。

在柱箍筋加密区范围内, 箍筋的体积配箍率应符合下式要求:

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5-31)$$

式中,  $\rho_v$  为按箍筋范围以内的核心截面计算的体积配箍率 (计算复合箍筋中的箍筋体积配箍率时, 应扣除重叠部分的箍筋体积);  $\lambda_v$  为最小配箍特征值, 按表 5-10 采用。对一、二、三、四级抗震等级的框架柱, 其箍筋加密区箍筋最小体积配箍率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4%、0.4%。在式 (5-31) 中, 当混凝土强度低于 C35 时, 应按 C35 计算; 当  $f_{yv}$  超过 360N/mm<sup>2</sup> 时, 应取 360N/mm<sup>2</sup> 计算。

框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍, 其最小配箍特征值应比表 5-10 中数值增加 0.02, 且体积配箍率不应小于 1.5%。剪跨比不大于 2 的柱, 柱全高宜采用复合螺旋箍或井字复合箍, 其体积配箍率不应小于 1.2%, 设防烈度为 9 度时不应小于 1.5%。

柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值  $\lambda_v$ 

表 5-10

抗震等级	箍筋形式	轴 压 比								
		$\leq 0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一级	普通箍筋、复合箍筋	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍筋、复合或连续复合螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二级	普通箍筋、复合箍筋	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍筋、复合或连续复合螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三级	普通箍筋、复合箍筋	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍筋、复合或连续复合螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注: 1. 普通箍筋系指单个矩形箍筋和单个圆形箍筋; 复合箍筋系指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋; 复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋; 连续复合螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋。

2. 计算复合螺旋箍筋的配筋特征值时, 非螺旋箍筋的计算配筋特征值应乘 0.8, 折算成螺旋箍筋后按表内螺旋箍一栏采用。

柱子在其层高范围内剪力基本不变,并且柱基本上不受扭。因此,为避免柱箍筋加密区外抗剪能力突然降低很多而造成柱中段的破坏,在柱的非加密区,箍筋的体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半,箍筋间距对一、二级抗震不应大于  $10d$ ,对三、四级抗震不宜大于  $15d$ ,  $d$  为纵筋直径。

当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时,箍筋应焊成封闭环式。

### 5.3.4 框架节点核心区的设计

#### 1. 框架节点的破坏形态

在竖向荷载和地震作用下,框架梁柱节点主要承受柱传来的轴向力、弯矩、剪力和梁传来的弯矩、剪力,如图 5-23 所示。节点区的破坏形式为由主拉应力引起的剪切破坏。如果节点未设箍筋或箍筋不足,则由于其抗剪能力不足,节点区出现多条交叉斜裂缝,斜裂缝间混凝土被压碎,柱内纵向钢筋压屈。

#### 2. 影响框架节点承载力和延性的因素

##### (1) 梁板对节点区的约束作用

试验表明,直交梁,即与框架平面相垂直且与节点相交的梁,对节点区具有约束作用,能提高节点区混凝土的抗剪强度。但如直交梁与柱面交界处有竖向裂缝,则这种作用就受到削弱。

四边有梁且带有现浇楼板的中柱节点,其混凝土的抗剪强度比不带楼板的节点有明显的提高。一般认为,对这种中柱节点,当直交梁的截面宽度不小于柱宽的  $1/2$ ,且截面高度不小于框架梁截面高度的  $3/4$  时,在考虑了直交梁开裂等不利影响后,节点区的混凝土抗剪强度比不带直交梁及楼板时要提高 50% 左右。试验还表明,对于三边有梁的边柱节点和二边有梁的角柱节点,直交梁和楼板的约束作用并不明显。

##### (2) 轴压力对节点区混凝土抗剪强度和节点延性的影响

当轴压力较小时,节点区混凝土的抗剪强度随着轴压力的增加而增加,且直到节点区被较多交叉斜裂缝分割成若干菱形块体时,轴压力的存在仍能提高其抗剪强度。但当轴压比大于  $0.6 \sim 0.8$  时,节点混凝土抗剪强度反而随轴压力的增加而下降。

轴压力的存在会使节点区的延性降低。

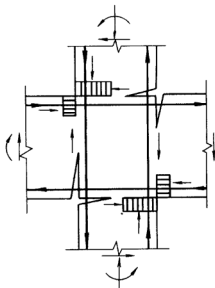


图 5-23 节点区的受力

## (3) 剪压比和配箍率对节点区混凝土抗剪强度的影响

与其他混凝土构件类似,节点区的混凝土和钢筋是共同作用的。根据桁架模型或拉压杆模型,钢筋起拉杆的作用,混凝土则主要起压杆的作用。显然,节点破坏时可能钢筋先坏,也可能混凝土先坏。一般我们希望钢筋先坏,这就必须要求节点的尺寸不能过小,或节点区的配箍率不能过高。当节点区配箍率过高时,节点区混凝土将首先破坏,使箍筋不能充分发挥作用。因此,应对节点的最大配箍率加以限制。在设计中可采用限制节点水平截面上的剪压比来实现这一要求。试验表明,当节点区截面的剪压比大于 0.35 时,增加箍筋的作用已不明显,这时须增大节点水平截面的尺寸。

## (4) 梁纵筋滑移对结构延性的影响

框架梁纵筋在中柱节点区通常以连续贯通的形式通过。在反复荷载作用下,梁纵筋在节点一边受拉屈服,而在另一边受压屈服。如此循环往复,将使纵筋的粘结迅速破坏,导致梁纵筋在节点区贯通滑移,使节点区受剪承载力降低,亦使梁截面后期受弯承载力和延性降低,使节点的刚度和耗能能力明显下降。试验表明,边柱节点梁的纵筋锚固比中柱节点的好,滑移较小。

为防止梁纵筋滑移,最好采用直径不大于  $1/25$  柱宽的钢筋,即,使梁纵筋在节点区有不小于 25 倍其直径的锚固长度,也可以将梁纵筋穿过柱中心轴后再弯入柱内,以改善其锚固性能。

## 3. 框架节点核心区抗震验算要求

框架节点核心区的抗震验算应符合下列要求:

(1) 核心区混凝土强度等级与柱混凝土强度等级相同时,一、二级框架的节点核心区,应进行抗震验算;三、四级框架节点核心区,可不进行抗震验算,但应符合构造措施的要求。三级框架的房屋高度接近二级框架房屋高度的下限时,节点核心区宜进行抗震验算。

(2) 9 度时及一级框架结构的核心区混凝土强度等级不应低于柱的混凝土强度等级。其他情况,框架节点核心区混凝土强度等级不宜低于柱混凝土强度等级;特殊情况下不宜低于柱混凝土强度等级的 70%,且应进行核心区斜截面和正截面的承载力验算。

## 4. 核心区抗震验算方法

## (1) 节点剪力设计值

取某中间节点为隔离体,设梁端已出现塑性铰,则梁受拉纵筋的应力为  $f_{yk}$ 。不计框架梁的轴力,并不计直交梁对节点受力的影响,则节点的受力如图 5-24 (a) 所示。设节点水平截面上的剪力为  $V_j$ ,则节点上半部的力合成  $V_j$ :

$$V_j = C^l + T^r - V_c = f_{yk} A_s^l + f_{yk}' A_s^r - V_c \quad (5-32)$$

取柱净高部分为脱离体,如图 5-24 (b) 所示。由该柱的平衡条件得

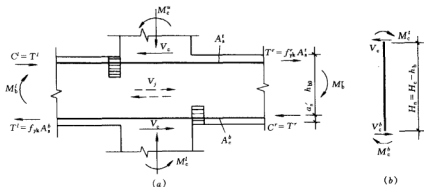


图 5-24 节点受力简图

$$V_c = \frac{M_c^b + M_c^a}{H_c - h_b} \quad (5-33)$$

其中  $H_c$  为节点上柱和下柱反弯点之间的距离 (通常为层框架柱的高度),  $h_b$  为框架梁的截面高度。近似地取

$$M_c^b = M_c^a \quad M_c^a = M_c^b \quad (5-34)$$

由节点的弯矩平衡条件得:

$$M_c^a + M_c^b = M_b^a + M_b^b \quad (5-35)$$

从而得

$$V_c = \frac{M_b^a + M_b^b}{H_c - h_b} = \frac{(f_{yk}A_s^b + f_{yk}A_s^a)(h_{b0} - a_s')}{H_c - h_b} \quad (5-36)$$

把式 (5-36) 代入式 (5-32), 即得中间层节点的剪力设计值计算公式:

$$V_j = f_{yk}(A_s^b + A_s^a) \left( 1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b} \right)$$

对于顶层节点, 则有

$$V_j = f_{yk}(A_s^b + A_s^a)$$

因为梁端弯矩可为逆时针或顺时针方向, 二者的  $(A_s^b + A_s^a)$  是不同的, 设计计算时应取其中较大的值。并且  $(A_s^b + A_s^a)$  应按实际配筋的面积计算。

规范在引入了强度增大系数后, 规定如下:

1) 设防烈度为 9 度和抗震等级为一级时, 对顶层中间节点和端节点, 取

$$V_j = 1.15f_{yk}(A_s^b + A_s^a) \quad (5-37)$$

且其值不应小于按式 (5-38) 求得的  $V_j$  值。对其他层的中间节点和端节点, 取

$$V_j = 1.15f_{yk}(A_s^b + A_s') \left( 1 - \frac{h_{10} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5-38)$$

且其值不应小于按式 (5-40) 求得的  $V_j$  值。

2) 在其他情况下, 可不按实际配筋求梁端极限弯矩, 而直接按节点两侧梁端设计弯矩计算。对顶层中间节点和端节点, 取

$$V_j = \eta_b \frac{M_b' + M_b}{h_{10} - a'_s} \quad (5-39)$$

对于其他层中间节点和端节点, 考虑柱剪力的影响, 取:

$$V_j = \eta_b \frac{M_b' + M_b}{h_{10} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{10} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5-40)$$

其中,  $\eta_b$  为节点剪力增大系数, 一级取 1.35, 二级取 1.2。

同样,  $(M_b' + M_b)$  有逆时针和顺时针两个值, 应取其中较大的值。

对各抗震等级的顶层端节点和三、四级抗震等级的框架节点, 可不进行抗剪计算, 仅按构造配置箍筋即可。

在计算中, 当节点两侧梁高不相同,  $h_{10}$  和  $h_b$  取各自的平均值。

(2) 节点受剪承载力的设计要求

以上导出了节点区的剪力设计值  $V_j$ 。节点区抗剪承载力极限状态的设计要求:

$$V_j \leq V_{ju} \quad (5-41)$$

其中  $V_{ju}$  为节点受剪承载力设计值。考虑正交梁和轴向压力对节点受剪承载力的有利影响, 取

$$V_{ju} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 1.1\eta_f f_t b_j h_j + 0.05\eta_f N \frac{b_j h_j}{b_c h_c} + \frac{f_{yv} A_{svj}}{s} (h_{10} - a'_s) \right] \quad (5-42)$$

当设防烈度为 9 度时, 则取

$$V_{ju} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 0.9\eta_f f_t b_j h_j + \frac{f_{yv} A_{svj}}{s} (h_{10} - a'_s) \right] \quad (5-43)$$

式中  $N$ ——考虑地震作用组合的节点上柱底部的轴向压力设计值, 当  $N > 0.5f_c b_c h_c$  时, 取  $N = 0.5f_c b_c h_c$ ; 当  $N$  为拉力时, 取  $N = 0$ 。

$\eta_j$ ——正交梁对节点的约束影响系数; 当楼板为现浇, 四侧各梁宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2, 且正交梁的截面高度不小于较高框架梁截面高度的 3/4 时, 对 9 度设防烈度, 取  $\eta_j = 1.25$ ; 对一、二级抗震等级, 取  $\eta_j = 1.5$ ; 当不满足上述条件时, 取  $\eta_j = 1.0$ 。节点核芯

区混凝土强度等级低于柱混凝土强度等级,且满足以上条件时,对中柱宜取  $\eta_j = 1.3$ ; 对边、角柱宜取  $\eta_j = 0.8$ 。

$b_c, h_c$ ——框架柱截面的宽度(垂直框架平面的尺寸)和高度(平行框架平面的尺寸)。

$b_j, h_j$ ——框架节点水平截面的宽度和高度,当框架梁截面宽度  $b_b \geq b_c/2$  时,可取  $b_j = b_c$ ; 当  $b_b < b_c/2$  时,可取  $b_j = \min(b_b + 0.5h_c, b_c)$ 。此处,  $b_b$  为梁的截面宽度。当梁柱轴线有偏心距  $e_0$  时,  $e_0$  不宜大于柱截面宽度的  $1/4$ , 此时应取  $b_j = \min(0.5b_c + 0.5b_b + 0.25h_c - e_0, b_b + 0.5h_c, b_c)$ 。可取  $h_j = h_c$ 。

$A_{svj}$ ——配置在框架节点宽度  $b_j$  范围内同一截面箍筋各肢的全部截面面积。

### (3) 节点受剪截面限制条件

为防止节点区混凝土承受过大的斜压应力而先于钢筋破坏,节点区的尺寸就不能太小。因此,框架节点受剪的水平截面应符合下列条件:

$$V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\eta_j\beta_c f_c b_j h_j) \quad (5-44)$$

### 5.3.5 预应力混凝土框架的抗震设计要求

建筑抗震规范对于 6、7、8 度时预应力混凝土框架的抗震设计提出了下列要求(9 度时应做专门研究)。

#### 1. 一般要求

抗震框架的后张预应力构件,宜采用有粘结预应力筋。无粘结预应力筋可用于采用分散配筋的连续板和扁梁,不得用于桁架下弦拉杆和悬臂大梁等主要承重构件。

地震作用和重力荷载组合作用下产生的弯矩,一级框架至少有 75%、二、三级框架至少有 65% 由非预应力筋承担时,无粘结预应力筋可在框架梁中应用,此时无粘结预应力筋应主要用于满足构件的挠度和裂缝要求。

主楼与裙房相连时,主楼与裙房不宜共用预应力筋。

#### 2. 框架梁

后张预应力混凝土框架梁中应采用预应力筋和非预应力筋混合配筋方式,其预应力度,一级不宜大于 0.55; 二、三级不宜大于 0.75。预应力度  $\lambda$  可按下式计算:

$$\lambda = \frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_y} \quad (5-45)$$

其中,  $A_p$  和  $A_s$  分别为受拉区预应力筋和非预应力筋截面面积,  $f_{py}$  和  $f_y$  分别为预应力筋和非预应力筋的抗拉强度设计值。

预应力混凝土框架梁端截面的受压区高度  $x$ ，抗震等级为一级时应满足  $x \leq 0.25h_0$ ，抗震等级为二、三级时应满足  $x \leq 0.35h_0$ ；并且纵向受拉钢筋按非预应力筋抗拉强度设计值折算的配筋率不应大于 2.5%。

梁端截面的底面非预应力钢筋和顶面非预应力钢筋配筋量的比值，一级不应小于 1.0，二、三级不应小于 0.8；同时底面非预应力钢筋配筋量不应低于毛截面面积的 0.2%。

### 3. 悬臂构件

长悬臂构件的预应力度限值，及截面受压区高度和有效高度之比的限值与上述相同。

长悬臂梁梁底非预应力筋除应按计算确定外，梁底和梁顶非预应力筋配筋量之比不应小于 1.0，且底面非预应力钢筋配筋量不应低于毛截面面积的 0.2%。

### 4. 框架柱和梁柱节点

采用预应力的框架柱，其预应力度和截面受压区高度应满足表 5-11 的要求，且柱箍筋应沿柱全高加密。预应力混凝土大跨度框架顶层边柱宜采用非对称配筋，一侧采用混合配筋，另一侧仅配置普通钢筋。

框架柱预应力度和  
截面受压区高度的要求 表 5-11

抗震等级	预应力度	截面受压区高度
一级	$\leq 0.5$	$\leq 0.25h_0$
二、三级	$\leq 0.6$	$\leq 0.35h_0$

预应力筋的锚固不应位于节点核心区。

## § 5.4 抗震墙结构的抗震设计

抗震墙结构一般有较好的抗震性能，但也应合理设计。前述的抗震设计所遵循的一般原则（如平面布置尽可能对称等等）也适用于抗震墙结构。下面主要讲述抗震墙结构设计特点。

### 5.4.1 抗震墙结构的设计要点

抗震墙结构中的抗震墙设置，应符合下列要求：1) 较长的抗震墙宜开设洞口，将一道抗震墙分成较均匀的若干墙段（包括小开洞墙及联肢墙），洞口连梁的跨高比宜大于 6，各墙段的高度比不应小于 2。这主要是使构件（抗震墙和连梁）有足够的弯曲变形能力。2) 墙肢截面的高度沿结构全高不应有突变；抗震墙有较大洞口时，以及一、二级抗震墙的底部加强部位，洞口宜上下对齐。3) 部分框支抗震墙结构的框支层，其抗震墙的截面面积不应小于相邻非框支层抗震墙截面面积的 50%；框支层落地抗震墙间距不宜大于 24m。底部两层框支抗震墙结构的平面布置尚宜对称，且宜设抗震筒体。

房屋顶层、楼梯间和抗侧力电梯间的抗震墙、端开间的纵向抗震墙和端山墙



的配筋应符合关于加强部位的要求。单肢墙和联肢墙的底部加强部位的高度可取墙肢总高度的1/8且不大于18m和墙肢截面长度二者的较大值；连梁跨高比小于5的联肢墙，底部加强部位的高度宜适当增加。部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位的高度，可取框支层加上框支层以上二层的高度及墙肢总高度的1/8且不大于18m二者的较大值。

### 5.4.2 地震作用的计算

抗震墙结构地震作用的计算，仍可视情况用底部剪力法、振型分解法、时程分析法计算。采用常用的葫芦串模型时，主要是确定抗震墙结构的抗侧刚度。为此就要对抗震墙进行分类。

#### 1. 抗震墙的分类

单墙抗震墙按其开洞的大小呈现不同的特性。洞口的大小可用洞口系数  $\rho$  表示：

$$\rho = \frac{\text{墙面洞口面积}}{\text{墙面不计洞口的总面积}} \quad (5-46)$$

另外，抗震墙的特性还与连梁刚度与墙肢刚度之比及墙肢的惯矩与总惯矩之比有关，故再引入整体系数  $\alpha$  和惯矩比  $I_A/I$ ，其中  $\alpha$  和  $I_A$  分别定义为：

$$\alpha = H \sqrt{\frac{24}{\tau h} \sum_{j=1}^{m+1} I_j \frac{I_{bj} c_j^2}{a_j^3}} \quad (5-47)$$

$$I_A = I - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \quad (5-48)$$

其中， $\tau$  为轴向变形系数，3~4肢时取为0.8，5~7肢时取为0.85，8肢以上时取为0.95； $m$  为孔洞列数； $h$  为层高； $I_{bj}$  为第  $j$  孔洞连梁的折算惯性矩； $a_j$  为第  $j$  孔洞连梁计算跨度的一半； $c_j$  为第  $j$  孔洞两边墙肢轴线距离的一半； $I_j$  为第  $j$  墙肢的惯性矩； $I$  为抗震墙对组合截面形心的惯性矩。

第  $j$  孔洞连梁的折算惯性矩的计算为

$$I_{bj} = \frac{I_{bj0}}{1 + \frac{30\mu I_{bj0}}{A_b l_{bj}^2}} \quad (5-49)$$

其中， $I_{bj0}$  为连梁的抗弯惯性矩， $A_b$  为连梁的截面积， $l_{bj}$  为连梁的计算跨度（取洞口宽度加梁高的一半）。

从而抗震墙可按开洞情况、整体系数和惯矩比分成以下几类：

(1) 整体墙即没有洞口或洞口很小的抗震墙（图5-25a）。当墙面上门窗、洞口等开孔面积不超过墙面面积的15%（即  $\rho \leq 0.15$ ），且孔洞间净距及孔洞至墙边净距大于孔洞长边时，即为整体墙。这时可忽略洞口的影响，墙的应力可按

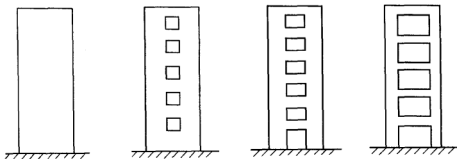


图 5-25 抗震墙的分类

(a) 整体墙; (b) 整体小开口墙; (c) 联肢墙; (d) 壁式框架

平截面假定用材料力学公式计算, 其变形属于弯曲型。

(2) 当  $\rho > 15$ ,  $\alpha \geq 10$ , 且  $I_A/I \leq \zeta$  时为小开口整体墙 (图 5-25b), 其中  $\zeta$  值见表 5-12。此时, 可按平截面假定计算, 但所得的应力应加以修正。相应的变形基本上属于弯曲型。

系数  $\zeta$  的取值

表 5-12

层数 $\alpha$	8	10	12	16	20	$\geq 30$
10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000
24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
$\geq 30$	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

(3) 当  $\rho > 15$ ,  $1.0 < \alpha < 10$ , 且  $I_A/I \leq \zeta$  时, 为联肢墙 (图 5-25c)。此时墙肢截面应力离平面假定所得的应力更远, 不能用平截面假定得到的整体应力加上修正应力来解决。此时可借助于列出微分方程来求解, 它的变形已从弯曲型逐渐向剪切型过渡。

(4) 当洞口很大,  $\alpha \geq 10$ , 且  $I_A/I > \zeta$  时, 为壁式框架 (图 5-25d)。

## 2. 总体计算

用计算机程序计算当然是一般的方法。在特定的情况下,也可采用下述近似方法计算。

首先采用串联多自由度模型算出地震作用沿竖向的分布,然后再把地震作用分配给各抗侧力结构。一般假定楼板在其平面内的刚度为无穷大,而在其平面外的刚度则为零。在下面的分析中,假定不考虑整体扭转作用。

用简化方法进行内力与位移的计算时,可将结构沿其水平截面的两个正交主轴划分为若干平面抗侧力结构,每一个方向的水平荷载由该方向的平面抗侧力结构承受,垂直于水平荷载方向的抗侧力结构不参加工作。总水平力在各抗侧力结构中的分配则由楼板在其平面内为刚体所导出的协调条件确定。抗侧力结构与主轴斜交时,应考虑抗侧力结构在两个主轴方向上各自的功能。

对层数不高的,以剪切变形为主的抗震墙结构(这种情况不常见),可用类似砌体结构的计算方法计算地震作用并分配给各片墙。

对以弯曲变形为主的高层剪力墙结构,可采用振型分解法或时程分析法得出作用于竖向各质点(楼层处)的水平地震作用。整个结构的抗弯刚度等于各片墙的抗弯刚度之和。

### 3. 等效刚度

单片墙的抗弯刚度可采用一些近似公式。例如,文献[21]中的一个公式为:

$$I_c = \left( \frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f'_c A_g} \right) I_g \quad (5-50)$$

其中,  $I_c$  为单片墙的等效惯性矩,  $I_g$  为墙的毛截面惯性矩,  $f_y$  为钢筋的屈服强度(以 MPa 为单位),  $P_u$  为墙的轴压力,  $f'_c$  为混凝土的棱柱体抗压强度,  $A_g$  为墙的毛截面积。上式为对应于墙截面外缘出现屈服时的情况。

按弹性计算时,沿竖向刚度比较均匀的抗震墙的等效刚度可按下列方法计算。

#### (1) 整体墙

等效刚度  $E_c I_{eq}$  的计算式为:

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{9\mu I_w}{A_w H^2}} \quad (5-51)$$

式中  $E_c$ ——混凝土的弹性模量;

$I_{eq}$ ——等效惯性矩;

$H$ ——抗震墙的总高度;

$\mu$ ——截面形状系数,对矩形截面取 1.20, I 形截面  $\mu$  = 全面积/腹板面积, T 形截面的  $\mu$  值见表 5-13;

$I_w$ ——抗震墙的惯性矩,取有洞口和无洞口截面的惯性矩沿竖向的加权平均值;

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} \quad (5-52)$$

其中,  $I_i$  为抗震墙沿高度方向各段横截面惯性矩 (有洞口时要扣除洞口的影响),  $h_i$  为相应各段的高度。

T 形截面剪应力不均匀系数  $\mu$ 

表 5-13

$B/t$ $H/t$	2	4	6	8	10	12
2	1.383	1.496	1.521	1.511	1.483	1.445
4	1.441	1.876	2.287	2.682	3.061	3.424
6	1.362	1.097	2.033	2.367	2.698	3.026
8	1.313	1.572	1.838	2.106	2.374	2.641
10	1.283	1.489	1.707	1.927	2.148	2.370
12	1.264	1.432	1.614	1.800	1.988	2.178
15	1.245	1.374	1.579	1.669	1.820	1.973
20	1.228	1.317	1.422	1.534	1.648	1.763
30	1.214	1.264	1.328	1.399	1.473	1.549
40	1.208	1.240	1.284	1.334	1.387	1.442

注:  $B$  为翼缘宽度;  $t$  为抗震墙厚度;  $H$  为抗震墙截面高度。

式 (5-51) 中的  $A_w$  为抗震墙折算截面面积。对小洞口整截面墙取

$$A_w = \gamma_{00} A = \left( 1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_{op}}{A_t}} \right) A \quad (5-53)$$

其中,  $A$  为墙截面毛面积;  $A_{op}$  为墙面洞口面积;  $A_t$  为墙面总面积。称  $\gamma_{00}$  为洞口削弱系数。

(2) 整体小开口墙

其等效刚度为

$$E_c I_{eq} = \frac{0.8 E_c I_w}{1 + \frac{9 \mu I}{A H^2}} \quad (5-54)$$

其中,  $I$  为组合截面惯性矩;  $A$  为墙肢面积之和。

(3) 单片联肢墙、壁式框架和框架-剪力墙

对这类抗侧力结构, 可将水平荷载视为倒三角形分布或均匀分布, 然后按下式之一计算其等效刚度:

$$E I_{eq} = \frac{q H^4}{8 u_1} \quad (\text{均布荷载}) \quad (5-55)$$

$$EI_{eq} = \frac{11 q_{\max} H^4}{120 u_2} \quad (\text{倒三角形分布荷载}) \quad (5-56)$$

其中,  $q$  和  $q_{\max}$  分别为均布荷载值和倒三角形分布荷载的最大值 ( $\text{kN/m}$ );  $u_1$  和  $u_2$  分别为均布荷载和倒三角形分布荷载产生的结构顶点水平位移。

### 5.4.3 地震作用在各剪力墙之间的分配及内力计算

各质点的水平地震作用  $F$  求出后, 就可求各楼层的剪力  $V$  和弯矩  $M$ 。从而该层第  $i$  片墙所承受的侧向力  $F_i$ 、剪力  $V_i$  和弯矩  $M_i$  分别为:

$$F_i = \frac{I_i}{\sum I_i} F, \quad V_i = \frac{I_i}{\sum I_i} V, \quad M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} M \quad (5-57)$$

其中,  $I_i$  为第  $i$  片墙的等效惯性矩,  $\sum I_i$  为该层墙的等效惯性矩之和。

在上述计算中, 一般可不计矩形截面墙体在其弱轴方向的刚度。但弱轴方向的墙起到翼缘作用时, 在弯矩分配中可取适当的翼缘宽度。每一侧有效翼缘的宽度  $b_f/2$  可取下列二者中的最小值: 墙间距的一半, 墙总高的  $1/20$ 。且每侧翼缘宽度不得大于墙轴线至洞口边缘的距离。在应用式 (5-57) 时, 若各层混凝土的弹性模量不同, 则应以  $E_{ci} I_i$  代替  $I_i$ 。

把水平地震作用分配到各剪力墙后, 就可对各剪力墙单独计算内力了。

#### (1) 整体墙

对整体墙, 可作为竖向悬臂构件按材料力学公式计算, 此时, 宜考虑剪切变形的影响。

#### (2) 小开口整体墙

对小开口整体墙, 截面应力分布虽然不再是直线关系, 但偏离直线不远, 可在按直线分布的基础上加以修正。

第  $j$  墙肢的弯矩:

$$M_j = 0.85 M \frac{I_j}{I} + 0.15 M \frac{I_j}{\sum I_j} \quad (5-58)$$

式中  $M$ ——外荷载在计算截面所产生的弯矩;

$I_j$ ——第  $j$  墙肢的截面惯性矩;

$I$ ——整个剪力墙截面对组合形心的惯性矩;

求和号是对各墙肢求和。

第  $j$  墙肢轴力:

$$N_j = 0.85 M \frac{A_j y_j}{I} \quad (5-59)$$

其中,  $A_j$  为第  $j$  墙肢截面积;  $y_j$  为第  $j$  墙肢截面重心至组合截面重心的距离。

#### (3) 联肢墙

对双肢墙和多肢墙,可把各墙肢间的作用连续化,列出微分方程求解。

当开洞规则而又较大时,可简化为杆件带刚臂的“壁式框架”进行求解(图 5-25d)。

上述计算方法,详见有关文献,例如文献 [11] 和 [3]。

当规则开洞进一步大到连梁的刚度可略去不计时,各墙肢又变成相对独立的单榀抗震墙了。

#### 5.4.4 截面设计和构造

##### 1. 体现“强剪弱弯”的要求

一、二、三级的抗震墙底部加强部位,其截面组合的剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (5-60)$$

9 度时尚应符合

$$V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (5-61)$$

式中,  $V$  为抗震墙底部加强部位截面组合的剪力设计值;  $V_w$  为抗震墙底部加强部位截面的剪力计算值;  $M_{wua}$  为抗震墙底部截面按实配纵向钢筋面积、材料强度标准值和轴力设计值计算的抗震承载力所对应的弯矩值,有翼墙时应考虑墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的配筋;  $M_w$  为抗震墙底部截面组合的弯矩设计值;  $\eta_{vw}$  为抗震墙剪力增大系数,一级为 1.6,二级为 1.4,三级为 1.2。

##### 2. 抗震墙结构构造措施

两端有翼墙或端柱的抗震墙厚度,抗震等级为一、二级时不应小于 160mm,且不应小于层高的 1/20;三、四级不应小于 140mm,且不应小于层高的 1/20。一、二级时底部加强部位的墙厚不应小于层高的 1/16 且不应小于 200mm,当底部加强部位无端柱或翼墙时不宜小于净高的 1/10。

抗震墙厚度大于 140mm 时,竖向和横向钢筋应双排布置;双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于 600mm,直径不应小于 6mm;在底部加强部位,边缘构件以外的拉筋间距应适当加密。

抗震墙竖向、横向分布钢筋的配筋,应符合下列要求:1) 一、二、三级抗震墙的水平和竖向分布钢筋最小配筋率均不应小于 0.25%;四级抗震墙不应小于 0.20%;直径不应小于  $\phi 8$ ,间距不应大于 300mm,且应双排配置。2) 在部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位,墙板的纵向及横向分布钢筋配筋率均不应小于 0.3%,钢筋间距不应大于 200mm。3) 钢筋直径不宜大于墙厚的 1/10。

一级和二级抗震墙,底部加强部位在重力荷载代表值作用下墙体平均轴压比,9 度时不宜超过 0.4,8 度时一级不宜超过 0.5,二级不宜超过 0.6;底部加强部位以上的一般部位,墙体平均轴压比不宜大于底部加强部位的墙体平均轴压比。

抗震墙设置构造边缘

构件的最大平均轴压比 表 5-14

烈度或等级	9 度	8 度一级	二级
轴压比	0.1	0.2	0.3

约束边缘构件范围

 $l_c$  及其配箍特征值  $\lambda_v$  表 5-15

项 目	一级 (9 度)	一级 (8 度)	二级
$\lambda_v$	0.2	0.2	0.2
$l_c$ (暗柱)	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.20h_w$
$l_c$ (有翼墙或端柱)	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.15h_w$

注: 1. 抗震墙的翼墙长度小于其 3 倍厚度或端柱截面边长小于 2 倍墙厚时, 视为无翼墙无端柱。

2.  $l_c$  为约束边缘构件沿墙肢长度, 不应小于表内数值、 $1.5h_w$  和 450mm 三者的最大值; 有翼墙或端柱时尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm。

3.  $\lambda_v$  为约束边缘构件的配箍特征值, 计算配箍率时, 箍筋或拉筋抗拉强度设计值超过  $360\text{N/mm}^2$ , 应按  $360\text{N/mm}^2$  计算; 箍筋或拉筋沿竖向间距, 一级不宜大于 100mm, 二级不宜大于 150mm。

4.  $h_w$  为抗震墙墙肢长度, 对小开口墙为墙的总长度。

抗震墙两端和洞口两侧应设置边缘构件, 并应符合下列要求: 1) 全部落地的抗震墙结构, 一级和二级抗震墙底部加强部位在重力荷载代表值作用下, 墙体平均轴压比不小于表 5-14 的规定值时, 应设置约束边缘构件 (要求见后); 平均轴压比小于表 5-14 的规定值时, 以及一、二级抗震墙底部加强部位以上的一般部位和三、四级抗震墙, 应设置构造边缘构件 (见后)。(2) 部分框支抗震墙结构的落地抗震墙的底部加强部位, 两端应有翼墙或端柱, 并应设置约束边缘构件; 不落地的抗震墙可设置构造边缘构件。(3) 小开口墙的洞口两侧, 可设置构造边缘构件。

抗震墙的约束边缘构件包括暗柱、端柱和翼墙 (图 5-26), 他们应符合下列要求: 1) 约束边缘构件沿墙肢的长度和配箍特征值应符合表 5-15 的要求, 纵向钢筋的最小量应符合表 5-16 的要求。2) 约束边缘构件应向上延伸到底部加强部位以上不小于约束边缘构件纵向钢筋锚固长度的高度。

抗震墙构造边缘构件的配筋要求

表 5-16

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋		纵向钢筋 最小量	拉筋	
		最小直径	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	$0.010A_c$ , 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8	100	6 $\phi$ 14	8	150
二	$0.008A_c$ , 4 $\phi$ 14	$\phi$ 8	150	6 $\phi$ 12	8	200
三	$0.005A_c$ , 4 $\phi$ 12	$\phi$ 6	150	4 $\phi$ 12	6	200
四	$0.005A_c$ , 4 $\phi$ 12	$\phi$ 6	200	4 $\phi$ 12	6	250

注: 1.  $A_c$  为计算边缘构件纵向构造钢筋的暗柱或端柱的面积, 即图 5-27 抗震墙截面的阴影部分。

2. 对其他部位, 拉筋的水平间距不应大于纵筋间距的 2 倍, 转角处宜用箍筋。

3. 当端柱承受集中荷载时, 其纵向钢筋、箍筋直径和间距应满足柱的相应要求。

抗震墙的构造边缘构件的范围,宜按图 5-27 采用。构造边缘构件的配筋应满足受弯承载力要求,并应符合表 5-16 的要求。

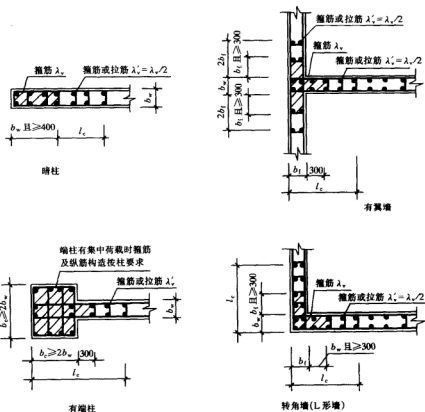


图 5-26 抗震墙的约束边缘构件

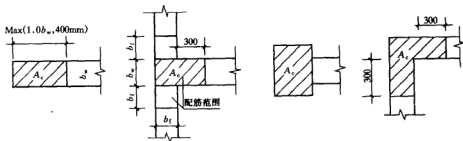


图 5-27 抗震墙的构造边缘构件范围



## § 5.5 框架-抗震墙结构的抗震设计

### 5.5.1 框架-抗震墙结构的设计要点

框架-抗震墙结构中的抗震墙设置,宜符合下列要求:1)抗震墙宜贯通房屋全高,且横向与纵向的抗震墙宜相连。2)抗震墙宜设置在墙面不需要开大洞口的位置。3)房屋较长时,刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在房屋的端开间。4)抗震墙洞宜上下对齐;洞边距端柱不宜小于300mm。5)一、二级抗震墙的洞口连梁,跨高比不宜大于5,且梁截面高度不宜小于400mm。

框架-抗震墙结构中的抗震墙基础和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙基础,应有良好的整体性和抗转动的能力。

框架-抗震墙结构采用装配式楼、屋盖时,应采取措施保证楼、屋盖的整体性及其与抗震墙的可靠连接;采用配筋现浇面层加强时,厚度不宜小于50mm。

### 5.5.2 地震作用的计算

指整个结构沿其高度的地震作用的计算。这可用底部剪力法计算。当用振型反应谱法等进行计算时,若采用葫芦串模型,则得出整个结构沿高度的地震作用;若采用精细的模型时,则直接得出与该模型层次相应的地震内力。有时为简化,也可将总地震作用值沿结构高度方向按倒三角形分布考虑<sup>[4]</sup>。

### 5.5.3 内力计算

#### 1. 各种计算方法概要

框架和剪力墙协同工作的分析方法可用力法、位移法、矩阵位移法和微分方程法。

力法和位移法(包括矩阵位移法)是基于结构力学假定的精确法。抗震墙被简化为受弯杆件,与抗震墙相联的杆件被模型化为带刚域端的杆件。

微分方程法则是一种较近似的便于手算的方法。

#### 2. 微分方程法

##### (1) 微分方程及其解

用微分方程法进行近似计算(手算)时的基本假定如下:1)不考虑结构的扭转。2)楼板在自身平面内的刚度为无限大,各抗侧力单元在水平方向无相对变形。3)对抗震墙,只考虑弯曲变形而不计剪切变形;对框架,只考虑整体剪切变形而不计整体弯曲变形(即不计杆件的轴向变形)。4)结构的刚度和质量沿高度的分布比较均匀。5)各量沿房屋高度为连续变化。

这样,所有的抗震墙可合并为一个总抗震墙,其抗弯刚度为各抗震墙的抗弯

刚度之和；所有的框架可合并为一个总框架，其抗剪刚度为各框架抗剪刚度之和。这样，整个结构就成为一个弯剪型悬臂梁。

这种方法的特点是从上到下：先用较粗的假定形成总体模型，求出总框架和总抗震墙的内力后，再较细致地考虑如何把此内力分到各抗侧力单元。这种方法在逻辑上是不一致的，但却能得到较好的结果，其原因如下：此法所处理的实际上是两个或多个独立的问题，只是后面的问题要用到前面问题的结果。在每个独立问题的内部，逻辑上还是完全一致的。在目前所处理的问题中，列出和求解微分方程是一个独立的问题，如何利用微分方程的解求出各单元的内力则又是另外一个独立问题。而数学上的逻辑一致仅要求在一个独立问题内成立。

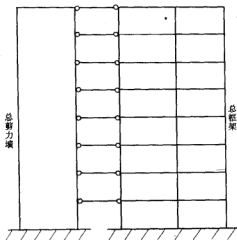


图 5-28 结构简化为由铰接连杆联系的总抗震墙和总框架

总抗震墙和总框架之间用无轴向变形的连系梁连接。连系梁模拟楼盖的作用。关于连系梁，根据实际情况，可有两种假定：1) 若假定楼盖的平面外刚度为零，则连系梁可进一步简化为连杆，如图 5-28 所示，称为铰接体系。2) 若考虑连系梁对墙肢的约束作用，则连系梁与抗震墙之间的连接可视为刚接，如图 5-29 所示，称为刚接体系。

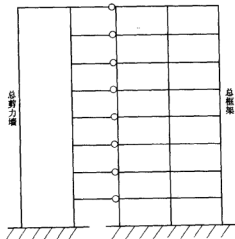


图 5-29 结构简化为由刚接连杆联系的总抗震墙和总框架

### ① 铰接体系的计算

取坐标系如图 5-30 所示。把所有的量沿高度  $x$  方向连续化：作用在节点的水平地震作用连续化为外荷载  $p(x)$ ；总框架和总抗震墙之间的连杆连续化为栅片。沿此栅片切开，则在切开处总框架和总抗震墙之间的作用力为  $p_p(x)$ ；楼层处的水平位移连续化为  $u(x)$ （图 5-30）。在下文中，在不致误解的情况下，也称总框架为框架，称总抗震墙为抗震墙。

框架沿高度方向以剪切变形为

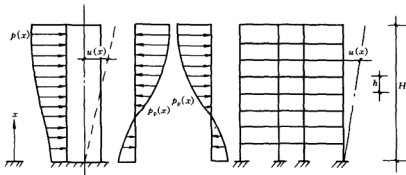


图 5-30 框架-抗震墙的分析

主,故对框架使用剪切刚度  $C_F$ 。抗震墙沿高度方向以弯曲变形为主,故对抗震墙使用弯曲刚度  $E_c I_{eq}$ 。根据材料力学中荷载、内力和位移之间的关系,框架部分的剪力  $Q_F$  可表示为:

$$Q_F = C_F \frac{du}{dx} \quad (5-62)$$

上式也隐含地给出了  $C_F$  的定义。按图 5-30 所示的符与规则,框架的水平荷载为:

$$p_p = - \frac{dQ_F}{dx} = - C_F \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (5-63)$$

类似地,抗震墙部分的弯矩  $M_w$  (以左侧受拉为正) 可表示为:

$$M_w = E_c I_{eq} \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (5-64)$$

设墙的剪力以绕隔离体顺时针为正,则墙的剪力  $Q_w$  为

$$Q_w = - \frac{dM_w}{dx} = - E_c I_{eq} \frac{d^3 u}{dx^3} \quad (5-65)$$

设作用在墙上的荷载  $p_w$  以图示向右方向作用为正,则墙的荷载  $p_w(x)$  可表示为

$$p_w = - \frac{dQ_w}{dx} = E_c I_{eq} \frac{d^4 u}{dx^4} \quad (5-66)$$

由图 5-30 可知,剪力墙的荷载为

$$p_w(x) = p(x) - p_p(x) \quad (5-67)$$

把上式代入式 (5-66), 得

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 u}{dx^4} = p(x) - p_p(x) \quad (5-68)$$

把  $p_p$  的表达式 (5-63) 代入上式, 得

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 u}{dx^4} - C_F \frac{d^2 u}{dx^2} = p(x) \quad (5-69)$$

上式即为框架和抗震墙协同工作的基本微分方程。求解此方程可得结构的变形曲线  $u(x)$ ，然后由式(5-62)和式(5-65)即可得到框架和抗震墙各自的剪力值。

下面求解方程 (5-69)。记

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_F}{E_c I_{eq}}} \quad (5-70)$$

$$\xi = \frac{x}{H} \quad (5-71)$$

其中  $H$  为结构的高度，则式 (5-69) 可写为

$$\frac{d^4 u}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 u}{d\xi^2} = \frac{p(x)H^4}{E_c I_{eq}} \quad (5-72)$$

参数  $\lambda$  称为结构刚度特征值，它与框架的刚度和抗震墙刚度之比有关。 $\lambda$  值的大小对抗震墙的变形状态和受力状态有重要的影响。

微分方程 (5-72) 就是框架-抗震墙结构的基本方程，其形式如同弹性地基梁的基本方程，框架相当于抗震墙的弹性地基，其弹簧常数为  $C_F$ 。方程 (5-72) 的一般解为

$$u(\xi) = A \sinh \lambda \xi + B \cosh \lambda \xi + C_1 + C_2 \xi + u_1(\xi) \quad (5-73)$$

其中  $A$ 、 $B$ 、 $C_1$  和  $C_2$  为任意常数，其值应由边界条件决定； $u_1(\xi)$  为微分方程的任意特解，由结构承受的荷载类型确定。

边界条件如下。结构底部的位移为零：

$$\xi = 0 \text{ 处} \quad u(0) = 0 \quad (5-74)$$

墙底部的转角为零：

$$\xi = 0 \text{ 处} \quad \frac{du}{d\xi} = 0 \quad (5-75)$$

墙顶部的弯矩为零：

$$\xi = H \text{ 处} \quad \frac{d^2 u}{d\xi^2} = 0 \quad (5-76)$$

在分布荷载作用下，墙顶部的剪力为零：

$$\xi = H \text{ 处} \quad Q_F + Q_w = C_F \frac{du}{dx} - E_c I_{eq} \frac{d^3 u}{dx^3} = 0 \quad (5-77)$$

在顶部集中水平力  $P$  作用下，

$$\xi = H \text{ 处} \quad Q_F + Q_w = C_F \frac{du}{dx} - E_c I_{eq} \frac{d^3 u}{dx^3} = P \quad (5-78)$$

根据上述条件，即可求出在相应荷载作用下的变形曲线  $u(x)$ 。

对于抗震墙，由  $u$  的二阶导数可求出弯矩，由  $u$  的三阶导数可求出剪力；

对于框架,由  $u$  的一阶导数可求出剪力。因此,抗震墙和框架内力及位移的主要计算公式为  $u$ 、 $M_w$  和  $Q_w$  的表达式。

下面分别给出在三种典型水平荷载下的计算公式。

在倒三角形分布荷载作用下,设分布荷载的最大值为  $q$ ,则有:

$$u = \frac{qH^4}{\lambda^2 E_c I_{eq}} \left[ \left( 1 + \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi - 1}{\lambda^2 \operatorname{ch} \lambda} + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) \left( \xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda \xi}{\lambda} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right]$$

$$M_w = \frac{qH^2}{\lambda^2} \left[ \left( 1 + \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \frac{\operatorname{ch} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} - \left( \frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi - \xi \right] \quad (5-79)$$

$$Q_w = \frac{-qH}{\lambda^2} \left[ \left( 1 + \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda}{2} - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda} \right) \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda \xi}{\operatorname{ch} \lambda} - \left( \frac{\lambda}{2} - \frac{1}{\lambda} \right) \lambda \operatorname{ch} \lambda \xi - 1 \right]$$

在均布荷载  $q$  的作用下,有:

$$u = \frac{qH^4}{\lambda^4 E_c I_{eq}} \left[ \left( \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) \right]$$

$$M_w = \frac{qH^2}{\lambda^2} \left[ \left( \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{ch} \lambda \xi - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi - 1 \right] \quad (5-80)$$

$$Q_w = \frac{-qH}{\lambda} \left[ \lambda \operatorname{ch} \lambda \xi - \left( \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) \operatorname{sh} \lambda \xi \right]$$

在顶点水平集中荷载  $P$  的作用下,有:

$$u = \frac{PH^3}{E_c I_{eq}} \left[ \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda^3 \operatorname{ch} \lambda} (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \frac{1}{\lambda^3} \operatorname{sh} \lambda \xi + \frac{1}{\lambda^2} \xi \right]$$

$$M_w = PH \left( \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\lambda \operatorname{ch} \lambda} \operatorname{ch} \lambda \xi - \frac{1}{\lambda} \operatorname{sh} \lambda \xi \right) \quad (5-81)$$

$$Q_w = -P \left( \operatorname{ch} \lambda \xi - \frac{\operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \operatorname{sh} \lambda \xi \right)$$

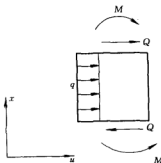


图 5-31 符号规则

式 (5-79) ~ 式 (5-81) 的符号规则如图 5-31 所示。根据上述公式,就可求得总框架和总抗震墙作为竖向构件的内力。

### ②刚接体系的计算

对图 5-29 所示的有刚接连系梁的框架-抗震墙结构,若将结构在连系梁的反弯点处切开(图 5-32b),则切开处作用有相互作用水平力  $p_{pi}$  和剪力  $Q_i$ ,后者将对墙产生约束弯矩  $M_i$ (图 5-32c)。 $p_{pi}$  和  $M_i$  连续化后成为  $p_p(x)$  和  $m(x)$ (图 5-32d)。

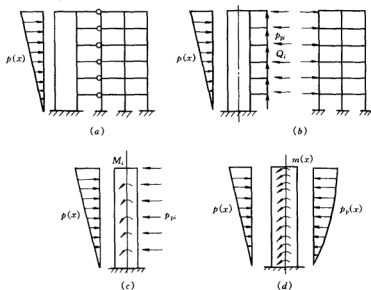


图 5-32 刚接体系的分析

刚接连系梁在抗震墙内部分的刚度可视为无限大。故框架-抗震墙刚接体系的连系梁是在端部带有刚域的梁（图 5-33）。刚域长度可取从墙肢形心轴到连梁边的距离减去 1/4 连梁高度。

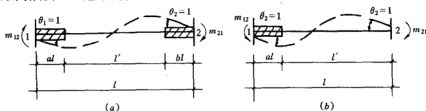


图 5-33 刚接体系中的连系梁是带刚域的梁

(a) 双肢或多肢抗震墙的连系梁；(b) 单肢抗震墙与框架的连系梁

对两端带刚域的梁，当梁两端均发生单位转角时，由结构力学可得梁端的弯矩为

$$m_{12} = \frac{6EI(1+a-b)}{l(1-a-b)^3} \quad (5-82)$$

$$m_{21} = \frac{6EI(1+b-a)}{l(1-a-b)^3}$$

其中各符号的意义见图 5-33。在上式中，令  $b=0$ ，则得仅左端带有刚域的梁的

相应弯矩为:

$$m_{12} = \frac{6EI(1+a)}{l(1-a)^3} \quad (5-83)$$

$$m_{21} = \frac{6EI}{l(1-a)^2}$$

假定同一楼层内所有节点的转角相等, 均为  $\theta$ , 则连系梁端的约束弯矩为

$$M_{12} = m_{12}\theta \quad (5-84)$$

$$M_{21} = m_{21}\theta$$

把集中约束弯矩  $M_{ij}$  简化为沿结构高度的线分布约束弯矩  $m'_{ij}$ , 得

$$m'_{ij} = \frac{M_{ij}}{h} = \frac{m_{ij}\theta}{h} \quad (5-85)$$

其中  $h$  为层高。设同一楼层内有  $n$  个刚节点与抗震墙相连接, 则总的线弯矩  $m$  为

$$m = \sum_{k=1}^n (m'_{ij})_k = \sum_{k=1}^n \left( \frac{m_{ij}}{h} \right)_k \quad (5-86)$$

上式中  $n$  的计算方法是: 每根两端有刚域的连系梁有 2 个节点,  $m_{ij}$  是指  $m_{12}$  或  $m_{21}$ ; 每根一端有刚域的连系梁有 1 个节点,  $m_{ij}$  是指  $m_{12}$ 。

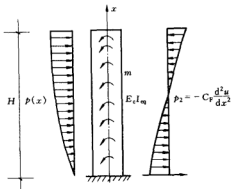


图 5-34 总抗震墙所受的荷载

图 5-34 表示了总抗震墙上的作用力。由刚接连系梁约束弯矩在抗震墙  $x$  高度的截面产生的弯矩为

$$M_m = - \int_x^H m dx$$

相应的剪力和荷载分别为

$$Q_m = - \frac{dM_m}{dx} = - m = - \sum_{k=1}^n \left( \frac{m_{ij}}{h} \right)_k \frac{du}{dx}$$

$$p_m = - \frac{dQ_m}{dx} = \sum_{k=1}^n \left( \frac{m_{ij}}{h} \right)_k \frac{d^2 u}{dx^2}$$

(5-87)

称  $Q_m$  和  $p_m$  分别为“等代剪力”和“等代荷载”。

这样, 抗震墙部分所受的外荷载为

$$p_w(x) = p(x) - p_p(x) + p_m(x)$$

于是方程 (5-66) 成为

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 u}{dx^4} = p(x) - p_p(x) + p_m(x)$$

把式 (5-63) 和式 (5-87) 代入上式, 得

$$E_c I_{eq} \frac{d^4 u}{dx^4} = p(x) + C_F \frac{d^2 u}{dx^2} + \sum_{i=1}^n \left( \frac{m_{ij}}{h} \right)_k \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (5-88)$$

把上式加以整理, 即得连系梁刚接体系的框架-抗震墙结构协同工作的基本微分方程:

$$\frac{d^4 u}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 u}{d\xi^2} = \frac{p(x)H^4}{E_c I_{eq}} \quad (5-89)$$

其中,

$$\xi = \frac{x}{H} \quad (5-90)$$

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_F + C_b}{E_c I_{eq}}} \quad (5-91)$$

$$C_b = \sum \frac{m_{ij}}{h} \quad (5-92)$$

称  $C_b$  为连系梁的约束刚度。

上述关于连系梁的约束刚度的算法适用于框架结构从底层到顶层层高及杆件截面均不变的情况。当各层的  $m_{ij}$  有改变时, 应取各层连系梁约束刚度关于层高的加权平均值作为连系梁的约束刚度:

$$C_b = \frac{\sum \frac{m_{ij} h}{h}}{\sum h} = \frac{\sum m_{ij}}{H} \quad (5-93)$$

可见, 式 (5-72) 与式 (5-89) 在形式上完全相同。因此前面得出的解, 式 (5-79) ~ 式 (5-81), 完全可以用于刚接体系。但二者有如下不同:

- 二者的  $\lambda$  不同。后者考虑了连系梁约束刚度的影响。
- 内力计算的不同。在刚接体系中, 由式 (5-79) ~ 式 (5-81) 计算的  $Q_w$  值不是总剪力墙的剪力。在刚接体系中, 把由  $u$  微分三次得到的剪力, 即由式 (5-79) ~ 式 (5-81) 中第三式求出的剪力, 记作  $Q'_w$ , 则有:

$$E_c I_{eq} \frac{d^3 u}{dx^3} = -Q'_w = -Q_w + m(x) \quad (5-94)$$

其中  $Q'_w$  即为由式 (5-79) ~ 式 (5-81) 求得的剪力。从而得墙的剪力为



$$Q_w(x) = Q_w'(x) + m(x) \quad (5-95)$$

由力的平衡条件可知,任意高度  $x$  处的总抗震墙剪力与总框架剪力之和应等于外荷载下的总剪力  $Q_p$ :

$$Q_p = Q_w' + m + Q_F \quad (5-96)$$

定义框架的广义剪力  $\bar{Q}_F$  为:

$$\bar{Q}_F = m + Q_F \quad (5-97)$$

显然有:

$$\bar{Q}_F = Q_p - Q_w' \quad (5-98)$$

则有:

$$Q_p = Q_w' + \bar{Q}_F \quad (5-99)$$

刚接体系的计算步骤如下:

a. 按刚接体系的  $\lambda$  值用式 (5-79) ~ 式 (5-81) 计算  $u$ 、 $M_w$  和  $Q_w'$ 。

b. 按式 (5-98) 计算总框架的广义剪力  $\bar{Q}_F$ 。

c. 把框架的广义剪力按框架的抗推刚度  $C_F$  和连系梁的总约束刚度的比例进行分配,得到框架总剪力  $Q_F$  和连系梁的总约束弯矩  $m$ :

$$Q_F = \frac{C_F}{C_F + \sum \frac{m_{ij}}{h}} \bar{Q}_F \quad (5-100)$$

$$m = \frac{\sum \frac{m_{ij}}{h}}{C_F + \sum \frac{m_{ij}}{h}} \bar{Q}_F \quad (5-101)$$

d. 由式 (5-95) 计算总抗震墙的剪力  $Q_w$ 。

(2) 墙系和框架系的内力在各墙和框架单元中的分配

在上述假定下,可按刚度进行分配。即,对于框架,第  $i$  层第  $j$  柱的剪力  $Q_{ij}$

为

$$Q_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{k=1}^m D_{ik}} Q_F \quad (5-102)$$

对于抗震墙,第  $i$  片抗震墙的剪力  $Q_i$  为

$$Q_i = \frac{E_{ci} I_{eqi}}{\sum_{k=1}^n E_{ck} I_{eqk}} Q_w \quad (5-103)$$

在上两式中,  $m$  和  $n$  分别为柱和墙的个数。

进一步, 在计算中还可考虑抗震墙的剪切变形影响等因素。其细节可参阅有关文献 [3]。

### 3. 框架剪力的调整

对框架的剪力进行调整有两个理由: 1) 在框架-抗震墙结构中, 若抗震墙的间距较大, 则楼板在其平面内是能够变形的。在框架部位, 由于框架的刚度较小, 楼板的位移会较大, 从而使框架的剪力比计算值大。2) 抗震墙的刚度较大, 承受了大部分地震水平力, 会首先开裂, 使抗震墙的刚度降低。这使得框架承受的地震力的比例增大, 这也使框架的水平力比计算值大。

上述分析表明, 框架是框架-抗震墙结构抵抗地震的第二道防线。因此, 应提高框架部分的设计地震作用, 使其有更大的强度储备。调整的方法如下: 1) 框架总剪力  $V_f \geq 0.2V_0$  的楼层可不调整, 按计算得到的楼层剪力进行设计。2) 对  $V_f < 0.2V_0$  的楼层, 应取框架部分的剪力为下两式中的较小值:

$$\begin{aligned} V_f &= 0.2V_0 \\ V_f &= 1.5V_{f\max} \end{aligned} \quad (5-104)$$

其中,  $V_f$  为全部框架柱的总剪力;  $V_0$  为结构的底部剪力;  $V_{f\max}$  为计算的框架柱最大层剪力, 取  $V_f$  调整前的最大值。

显然, 这种框架内力的调整不是力学计算的结果, 只是为保证框架安全的一种人为增大的安全度, 所以调整后的内力不再满足、也不需满足平衡条件。

### 5.5.4 截面设计和配筋构造

框架-抗震墙的截面设计和构造显然与框架和抗震墙的相应要求基本相同。一些特殊要求如下: 1) 周边有梁柱的抗震墙, 其厚度不应小于 160mm, 且不小于墙净高的 1/20; 2) 梁的宽度不宜小于  $2b_w$ , 其中  $b_w$  为抗震墙的宽度。梁的截面高度不宜小于  $3b_w$ ; 3) 柱的截面宽度不宜小于  $2.5b_w$ , 柱的截面高度不小于截面宽度; 4) 抗震墙的水平分布钢筋应与柱子可靠拉结, 抗震墙的端部竖向钢筋应配在柱内; 5) 抗震墙的洞口应配置补强钢筋。

## § 5.6 高强混凝土结构的抗震设计要求

采用高强混凝土时, 框架梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 3% (采用 HRB335 级钢筋时) 和 2.6% (采用 HRB400 级钢筋时)。梁端箍筋加密区的最小直径应比普通混凝土梁的最小直径增大 2mm。

柱的轴压比限值宜按下列规定采用: 不超过 C60 混凝土的柱可与普通混凝土柱相同; C65 ~ C70 混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小 0.05; C75 ~ C80 混凝土的

柱宜比普通混凝土柱减小 0.1。

当混凝土强度等级大于 C60 时, 柱纵向钢筋的最小总配筋率应比普通混凝土柱增大 0.1%。

柱加密区的箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍, 最小配箍特征值宜按下列规定采用: 轴压比不大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.02; 轴压比大于 0.6 时, 宜比普通混凝土柱大 0.03。

高强混凝土抗震墙, 可参照普通混凝土抗震墙进行设计, 但约束边缘构件的配箍特征值宜比平均轴压比相同的普通混凝土墙增加 0.02。

## § 5.7 例 题

【例 5-1】 框架-抗震墙结构的计算。上海的某 12 层的框架-抗震墙结构如图 5-35 所示。抗震设防烈度为 7 度, 由表 5-5 得框架部分的抗震等级为三级, 抗震墙部分的抗震等级为二级。结构处于 IV 类场地, 设计基本加速度值为  $0.01g$ , 设计地震分组为第一组。故采用的设计反应谱特征周期为  $0.65s$ 。结构的阻尼比为 0.05。抗震墙混凝土等级: 底部 5 层为 C50, 6~11 层为 C30, 顶层 C20。框架柱混凝土等级同抗震墙。框架梁混凝土等级均为 C20。只做横向抗震验算, 纵向计算从略。

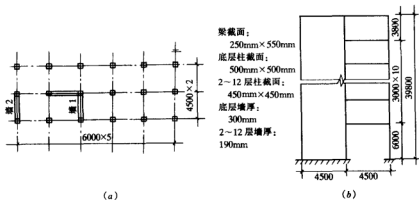


图 5-35 例 5-1 的框架-抗震墙结构

(a) 结构平面; (b) 剖面简图

### (1) 荷载

结构的竖向荷载如下 (已包括了全部恒载和现行规范规定使用的活荷载):

底层重量: 8346kN

第 2~11 层重量:  $6734 \times 10 = 67340\text{kN}$

第 12 层重量: 5431kN

建筑物总重力荷载代表值:

$$\Sigma G_i = 81117 \text{ kN}$$

沿建筑物高度的分布重量:

$$g = \frac{81117}{39.8} = 2038.12 \text{ kN/m}$$

(2) 结构刚度计算

1) 框架刚度计算

① 框架梁刚度

梁截面惯性矩:

$$I_B = 1.2 \times \left( \frac{1}{12} \times 0.25 \times 0.55^3 \right) = 0.004159 \text{ m}^4$$

式中的 1.2 是考虑 T 形截面刚度影响的系数。

梁的线刚度为

$$i_B = \frac{E_c I_B}{l} = 2.6 \times 10^7 \times 0.004159 \times \frac{1}{4.5} = 24030 \text{ kN} \cdot \text{m} = 2.4030 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 框架边柱侧移刚度值  $D$

框架边柱的  $K$  和  $\alpha$  值按下列情况确定:

标准层:

$$K = \frac{i_{B1} + i_{B2}}{2i_C}, \alpha = \frac{K}{2 + K}$$

底层:

$$K = \frac{i_{B1}}{i_C}, \alpha = \frac{0.5 + K}{2 + K}$$

框架边柱侧移刚度值的计算示于表 5-17。

③ 框架中柱侧移刚度值  $D$

框架中柱的  $K$  及  $\alpha$  值按下列情况确定:

标准层:

$$K = \frac{i_{B1} + i_{B2} + i_{B3} + i_{B4}}{2i_C}, \alpha = \frac{K}{2 + K}$$

底层:

$$K = \frac{i_{B1} + i_{B2}}{i_C}, \alpha = \frac{0.5 + K}{2 + K}$$

框架中柱侧移刚度值  $D$  的计算如表 5-18 所示。

表 5-17 框架边柱侧移刚度值的计算

层数	截面 $b \times h$ ( $\text{m}^2$ )	混凝土弹性模量 $E_c$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	层高 $h_i$ (m)	惯性矩 $I_c$ ( $\text{m}^4$ )	线刚度 $i_c = \frac{E_c I_c}{h_i}$	$K$	$a$	$\frac{I_c}{h_i^2}$ ( $1/\text{m}^2$ )	$D = a i_c \frac{I_c}{h_i^2}$ ( $\text{kN}/\text{m}$ )
顶层	$0.45 \times 0.45$	$2.55 \times 10^7$	3.8	0.0034172	22931.21	$\frac{2 \times 2.403}{2 \times 2.2931} = 1.048$	$\frac{1.048}{2 + 1.048} = 0.343832$	0.8310249	6552.07
6~11层	$0.45 \times 0.45$	$3.00 \times 10^7$	3.0	0.0034172	34172	$\frac{2 \times 2.403}{2 \times 3.4172} = 0.7032$	$\frac{0.7032}{2 + 0.7032} = 0.2601$	1.3333	11850.55
2~5层	$0.45 \times 0.45$	$3.45 \times 10^7$	3.0	0.0034172	39297.8	$\frac{2 \times 2.403}{2 \times 3.9298} = 0.6115$	$\frac{0.6115}{2 + 0.6115} = 0.2342$	1.3333	12271.15
底层	$0.50 \times 0.50$	$3.45 \times 10^7$	6.0	0.0052083	29947.725	$\frac{2.403}{2.9947} = 0.8024$	$\frac{0.5 + 0.8024}{2 + 0.8024} = 0.4647$	0.3333	4638.48

表 5-18 框架中柱侧移刚度值的计算

层数	截面 $b \times h$ ( $\text{m}^2$ )	混凝土弹性模量 $E_c$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	层高 $h_i$ (m)	惯性矩 $I_c$ ( $\text{m}^4$ )	线刚度 $i_c = \frac{E_c I_c}{h_i}$	$K$	$a$	$\frac{I_c}{h_i^2}$ ( $1/\text{m}^2$ )	$D = a i_c \frac{I_c}{h_i^2}$ ( $\text{kN}/\text{m}$ )
顶层	$0.45 \times 0.45$	$2.55 \times 10^7$	3.8	0.0034172	22931.21	$\frac{4 \times 2.403}{2 \times 2.2931} = 2.096$	$\frac{2.096}{2 + 2.096} = 0.511719$	0.8310249	9751.4
6~11层	$0.45 \times 0.45$	$3.00 \times 10^7$	3.0	0.0034172	34172	$\frac{4 \times 2.403}{2 \times 3.4172} = 1.4064$	$\frac{1.406}{2 + 1.406} = 0.4128$	1.3333	18807.8
2~5层	$0.45 \times 0.45$	$3.45 \times 10^7$	3.0	0.0034172	39297.8	$\frac{4 \times 2.403}{2 \times 3.9298} = 1.223$	$\frac{1.223}{2 + 1.223} = 0.3795$	1.3333	19684.29
底层	$0.50 \times 0.50$	$3.45 \times 10^7$	6.0	0.0052083	29947.725	$\frac{2 \times 2.403}{2.9947} = 1.6048$	$\frac{0.5 + 1.6048}{2 + 1.6048} = 0.5839$	0.3333	5828.3

## ④总框架等效刚度

总框架共有 7 根中柱, 18 根边柱, 由此可以得到总框架第  $i$  层层间侧移刚度值  $D_i$  和剪切刚度值  $C_{Fi}$ 。由式 (5-62) 对  $C_F$  的隐含定义, 即框架总体单位剪切变形所需的总剪力, 得框架的总剪力为:

$$Q_F = C_F \frac{du}{dx} = \Delta u \Sigma D = h \frac{\Delta u}{h} \Sigma D = h \frac{du}{dx} \Sigma D$$

由上式可得  $C_F$  的表达式为

$$C_F = h \Sigma D$$

其中  $\Sigma$  表示对本层柱求和。总框架等效刚度的计算过程如表 5-19 所示。

总框架各层剪切刚度  $C_F$  的计算

表 5-19

层数	边柱 $D$ 值之和 (kN/m)	中柱 $D$ 值之和 (kN/m)	侧移刚度 $D_i = \Sigma D$ (kN/m)	剪切刚度 $C_{Fi}$ (kN)
顶层	$18 \times 6552 = 117936$	$7 \times 9751 = 68257$	186193	707533.4
6~11 层	$18 \times 11850 = 213300$	$7 \times 18807 = 131649$	344949	1034847
2~5 层	$18 \times 12271 = 220878$	$7 \times 19884 = 139188$	360066	1080198
底层	$18 \times 4638 = 83484$	$7 \times 5828 = 40796$	124280	745680

总框架的等效剪切刚度为

$$C_F = \frac{707533 \times 3.8 + 1034847 \times 6 \times 3.0 + 1080198 \times 4 \times 3.0 + 745680 \times 6}{39.8} = 973676.57 \text{ kN}$$

## 2) 抗震墙刚度计算

根据 § 5.5 (4) 节, 周边有梁柱的抗震墙, 其厚度不应小于 160mm, 且不小于墙净高的 1/20。故本例中底层墙厚 0.3m, 其余各层墙厚 0.19m。抗震墙截面图见图 5-36。

## ①抗震墙类型判断

墙体 1 的洞口宽度 1050mm (图 5-36), 该洞口在各楼层处的高度分别为: 顶层洞口高为 2500mm; 2~11 层为 2000mm; 底层为 4000mm。从而得墙体 1 各层的开洞率分别为 ( $A_{op}$  为洞口面积,  $A_t$  为墙的全部面积):

$$\text{顶层: } \rho = \frac{A_{op}}{A_t} = \frac{2.5 \times 1.05}{5.0 \times 3.8} = 0.1382 < 0.15$$

$$2 \sim 11 \text{ 层: } \rho = \frac{2.0 \times 1.05}{5.0 \times 3.0} = 0.14 < 0.15$$

$$\text{底层: } \rho = \frac{4.0 \times 1.05}{5.0 \times 6.0} = 0.14 < 0.15$$

故墙体 1 可按整体墙计算, 相应的洞口削弱系数为 (式 5-53):

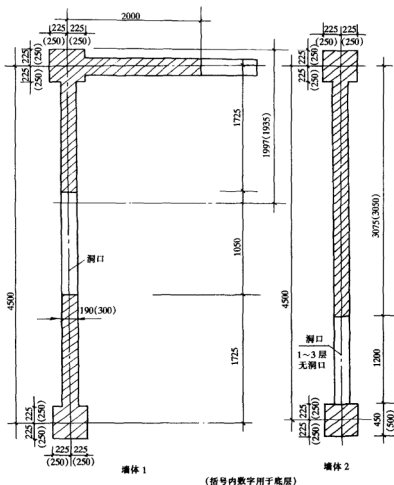


图 5-36 抗震墙剖面

$$\text{顶层: } \gamma_{00} = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_{90}}{A_f}} = 1 - 1.25 \sqrt{0.1382} = 0.53531$$

$$2 \sim 11 \text{ 层: } \gamma_{00} = 1 - 1.25 \sqrt{0.14} = 0.532$$

$$\text{底层: } \gamma_{00} = 1 - 1.25 \sqrt{0.14} = 0.532$$

墙体 2 的洞口宽度 1200mm (图 5-36), 该洞口在各楼层处的高度分别为: 顶层洞口高为 1900mm; 4~11 层为 1500mm; 1~3 层无洞口。从而得墙体 2 各层的开洞率分别为:

$$\text{顶层: } \rho = \frac{A_{90}}{A_f} = \frac{1.2 \times 1.9}{5.0 \times 3.8} = 0.12 < 0.15$$

$$4 \sim 11 \text{ 层: } \rho = \frac{1.2 \times 1.5}{5.0 \times 3.0} = 0.12 < 0.15$$

故墙体 2 也可按整体墙计算, 洞口削弱系数分别为:

$$\text{顶层: } \gamma_{00} = 1 - 1.25 \sqrt{0.12} = 0.567$$

$$4 \sim 11 \text{ 层: } \gamma_{00} = 0.567$$

### ②抗震墙等效刚度

墙 1 的有效翼缘宽: 墙总高的  $1/20$  为  $39.8/20 = 1.99\text{m}$ , 故取翼缘宽到洞口处 (墙中心线起算  $2.0\text{m}$ )。

墙体各层截面刚度计算见表 5-20。

墙体各层截面刚度计算

表 5-20

层号	开洞情况	墙 1			墙 2		
		$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$I_j$ (m <sup>4</sup> )	$E_c I_j$	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$I_j$ (m <sup>4</sup> )	$E_c I_j$
顶层	无洞	$2.55 \times 10^7$	4.4364	113128200	$2.55 \times 10^7$	3.1090	79279500
	有洞		4.3602	111185100		2.5071	63931050
6~11 层	无洞	$3.00 \times 10^7$	4.4364	133092000	$3.00 \times 10^7$	3.1090	93270000
	有洞		4.3602	130806000		2.5071	75213000
4~5 层	无洞	$3.45 \times 10^7$	4.4364	153055800	$3.45 \times 10^7$	3.1090	107260500
	有洞		4.3602	150426900		2.5071	86494950
2~3 层	无洞	$3.45 \times 10^7$	4.4364	153055800	$3.45 \times 10^7$	3.1090	107260500
	有洞		4.3602	150426900		—	—
底层	无洞	$3.45 \times 10^7$	6.1763	213082350	$3.45 \times 10^7$	4.1417	142888650
	有洞		6.0439	208514550		—	—

抗震墙的惯性矩  $I_w$  取有洞口和无洞口截面的惯性矩沿竖向的加权平均, 即:

$$E_c I_w = \frac{\sum E_{ci} I_i h_i}{\sum h_i}$$

对墙 1 有:

$$\begin{aligned} E_c I_w &= (113128200 \times 1.3 + 111185100 \times 2.5 + 133092000 \times 6 \times (3-2) \\ &\quad + 130806000 \times 6 \times 2 + 153055800 \times 4 \times (3-2) + 150426900 \times 4 \times 2 \\ &\quad + 213082350 \times 2 + 208514550 \times 4) / 39.8 \\ &= 147465193 = 1.4747 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

而

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} \\ &= (4.4364 \times (1.3 + 6 \times (3-2) + 4 \times (3-2)) + 4.3602 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} & \times (2.5 + 6 \times 2 + 4 \times 2) + 6.1763 \times 2 + 6.0439 \times 4) / 39.8 \\ & = 4.6423 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

由表 5-13 查得墙 1 的 T 形截面的剪应力不均匀系数为  $\mu = 1.620$ 。从而按式 (5-51) 墙 1 的等效刚度为:

$$(E_c I_{eq})_1 = \frac{1.4747 \times 10^8}{1 + \frac{9 \times 1.620 \times 4.6423}{0.532 \times 1.5117 \times 39.8^2}} = 140030073.35985 = 1.4003 \times 10^8 \text{ kNm}^2$$

对墙 2 有:

$$\begin{aligned} E_c I_w &= (79279500 \times 1.9 + 63931050 \times 1.9 + 93270000 \times 6 \times 1.5 + 75213000 \times 6 \times 1.5 \\ & \quad + 107260500 \times 2 \times 1.5 + 86494950 \times 2 \times 1.5 + 107260500 \times 6 \times 1.5 + 142888650 \times 6 \times 1.5) / 39.8 \\ &= 97251464 = 9.7251 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= (3.1090 \times (1.9 + 8 \times 1.5 + 6) + 2.5071 \times (1.9 + 8 \times 1.5) + 4.1417 \times 6) / 39.8 \\ &= 3.0545 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

由表 5-13 查得墙 2 的 T 形截面的剪应力不均匀系数为  $\mu = 1.232$ ，从而墙 2 的等效刚度为

$$(E_c I_{eq})_2 = \frac{9.7251 \times 10^7}{1 + \frac{9 \times 1.232 \times 3.0545}{0.567 \times 1.1745 \times 39.8^2}} = 94225753.672107 = 9.4226 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

根据以上，可得总抗震墙的等效刚度为

$$(E_c I_{eq}) = 2 \times (1.4003 + 9.4226) \times 10^7 = 468512000 = 4.6851 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

### 3) 框架抗震墙连系梁刚度

只考虑连系梁对抗震墙的约束弯矩，不考虑连系梁对柱的约束弯矩。梁端约束弯矩系数由式 (5-83) 确定。

$$\begin{aligned} \text{梁刚性段长度} \quad al &= \frac{4.95}{2} - \frac{1}{4} \times 0.55 = 2.34 \text{ m} \\ l &= 4.5 + 2.25 = 6.75 \text{ m} \\ a &= 2.34 / 6.75 = 0.3467 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{12} &= \frac{6E_c I (1+a)}{l (1-a)^3} \\ &= \frac{6 \times 2.55 \times 10^7 \times 0.004159 \times (1+0.3467)}{6.75 \times (1-0.3467)^3} = 455312.38515172 \\ &= 4.5531 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

框架与抗震墙的连系梁共 12 层，每层有 4 处，故连梁的等效刚度为:

$$\sum \frac{m_{ij}}{h} = \frac{4 \times \sum m_{ij}}{\sum h_i} = \frac{4 \times 12 \times 4.5531 \times 10^5}{39.8} = 549117.58794 = 5.4912 \times 10^5 \text{ kN}$$

### (3) 结构基本自振周期

用顶点位移法。结构的刚度特征值为 (式 5-91)

$$\begin{aligned}\lambda &= H \sqrt{\frac{G_F + \sum \frac{m_{ij}}{h}}{E_c I_{eq}}} \\ &= 39.8 \times \sqrt{\frac{(9.7368 + 5.4912) \times 10^5}{4.6851 \times 10^8}} = 2.2691\end{aligned}$$

取水平平均布荷载  $q = g = 2038.12 \text{ kN/m}$ ，并取  $\xi = 1$ ，则可由式 (5-80) 的第一式得顶点位移  $u_T$ ：

$$\begin{aligned}u_T &= \frac{qH^4}{\lambda^4 E_c I_{eq}} \left[ \left( \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda} \right) (\operatorname{ch} \lambda \xi - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda \xi + \lambda^2 \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) \right]_{\xi=1} \\ &= \frac{2038.12 \times 39.8^4}{2.2691^4 \times 4.6851 \times 10^8} \left[ \left( \frac{1 + 2.2691 \times \operatorname{sh} 2.2691}{\operatorname{ch} 2.2691} \right) (\operatorname{ch} 2.2691 - 1) \right. \\ &\quad \left. - 2.2691 \times \operatorname{sh} 2.2691 + 2.2691^2 \times (1 - 0.5) \right] \\ &= 0.47297 \text{ m}\end{aligned}$$

基本周期调整系数  $\alpha_0 = 0.8$ ，周期为

$$T_1 = 1.7 \alpha_0 \sqrt{u_T} = 1.7 \times 0.8 \times \sqrt{0.47297} = 0.935 \text{ s}$$

(4) 横向水平地震作用

总水平地震作用的表达式为

$$F_{Ek} = 0.85 \alpha_1 G_E$$

其中  $G_E$  为总重力荷载代表值。

查得  $\alpha_{\max} = 0.08$ 。阻尼比为 0.05，故  $\gamma = 0.9$ 。从而

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \quad \alpha_{\max} = \left( \frac{0.65}{0.935} \right)^{0.9} \times 0.08 = 0.05766$$

所以，

$$F_{Ek} = 0.85 \times 0.05766 \times 81117 = 3975.6 \text{ kN}$$

$T_1/T_g = 0.935/0.65 = 1.44 > 1.4$ ，故顶部附加地震作用系数  $\delta_n$  为

$$\delta_n = 0.08 T_1 - 0.02 = 0.08 \times 0.935 - 0.02 = 0.05480$$

顶部附加地震作用

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.05480 \times 3975.6 = 217.86 \text{ kN}$$

用底部剪力法把总水平地震作用沿结构高度分配，则可得到各层的水平地震作用和相应的剪力效应，计算过程和结果列于表 5-21，其中水平地震作用  $F_i$  的计算式为（顶层还要加上附加地震作用）

其中,  $F_{Ek} (1 - \delta_n) = 3975.6 \times (1 - 0.05480) = 3757.74 \text{ kN}$

底部剪力法的计算

表 5-21

层数	层高 $h_i$ (m)	高度 $H_i$ (m)	重量 $G_i$ (kN)	$G_i H_i$	$\frac{G_i H_i}{\sum G_i H_i}$	水平力 $F_i$ (kN)	剪力 $Q_i$ (kN)	弯矩 $F_i H_i$ (kN·m)
12	3.8	39.8	5431	216153.8	0.1213	673.67	891.53	26812
11	3.0	36	6734	242424	0.1361	511.43	1402.96	18411
10	3.0	33	6734	222222	0.1247	468.59	1871.55	15463
9	3.0	30	6734	202020	0.1134	426.13	2297.68	12784
8	3.0	27	6734	181818	0.1021	383.67	2681.35	10359
7	3.0	24	6734	161616	0.0907	340.83	3022.18	8179.9
6	3.0	21	6734	141414	0.0794	298.36	3320.54	6265.6
5	3.0	18	6734	121212	0.0680	255.53	3576.07	4599.5
4	3.0	15	6734	101010	0.0567	213.06	3789.13	3195.9
3	3.0	12	6734	80808	0.0454	170.60	3959.73	2047.2
2	3.0	9	6734	60606	0.0340	127.76	4087.49	1149.8
1	6.0	6	8346	50076	0.0281	105.59	3975.6	633.54
			$\sum G_i H_i =$	1781379.8			$\sum F_i H_i =$	109900

为便于后面的计算, 现将各层水平地震作用换算成倒三角形水平作用 (如图 5-37 所示)。换算的原则是: 由各层水平地震作用  $F_i$  在基底产生的弯矩效应与倒三角形水平作用产生的弯矩效应相等。即

$$M_0 = \frac{qH}{2} \times \frac{2H}{3} = \sum F_i H_i = 109900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

从而得:

$$q = \frac{3 \sum F_i H_i}{H^2} = \frac{3 \times 109900}{39.8^2} = 208.14 \text{ kN/m}$$

相应的总水平地震作用为  $F_{Ek} = \frac{1}{2} \times 208.14 \times 39.8 = 4141.99$

这与原总水平地震作用相差为:  $(4141.99 - 3975.6) / 3975.6 = 0.042 = 4.2\%$

#### (5) 结构变形验算

按规范规定, 本例只需验算多遇地震作用下的弹性变形即可。按前面的结果, 刚度特征值  $\lambda = 2.2691$ ,  $\xi = x/H$ , 按倒三角形水平地震作用的最大值  $q = 208.14 \text{ kN/m}$ , 及  $E_c I_{eq} = 4.6851 \times 10^8$ , 即可由式 (5-79)

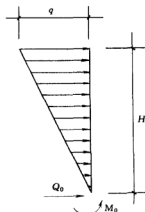


图 5-37 倒三角形水平地震作用

的第一式求得各层的位移值。有：

$$\frac{qH^4}{\lambda^2 E_c I_{eq}} = \frac{208.14 \times 39.8^4}{2.2691^2 \times 4.6851 \times 10^8} = 0.2165\text{m}$$

相应的计算过程和结果列于表 5-22。

结构层间变形的计算

表 5-22

层数	$H_i$ (m)	$\xi = H_i/H$	$u_i = u(\xi)$ (m)	$\Delta u_i = u_i - u_{i-1}$ (m)	$h_i$ (m)	$\Delta u_i/h_i$
12	39.5	1.0000	0.035005	0.003635	3.8	0.0009566
11	36	0.9045	0.031370	0.00295	3.0	0.000983
10	33	0.8291	0.028420	0.003049	3.0	0.0010163
9	30	0.7538	0.025371	0.003157	3.0	0.0010523
8	27	0.6784	0.022214	0.003237	3.0	0.001079
7	24	0.6030	0.018977	0.003271	3.0	0.0010903
6	21	0.5276	0.015706	0.003234	3.0	0.001078
5	18	0.4523	0.012472	0.0031196	3.0	0.00103987
4	15	0.3769	0.0093524	0.002894	3.0	0.0009647
3	12	0.3015	0.0064584	0.0025418	3.0	0.00084727
2	9	0.2261	0.0039166	0.0020394	3.0	0.0006798
1	6	0.1508	0.0018772	0.0018772	6.0	0.00031287

规范规定的层间位移角限值为  $1/800 = 0.001250$  (表 3-15)。由表 5-22 可见, 各层的层间相对位移角均满足此要求。结构顶点的相对位移值为:

$$\frac{u_T}{H} = \frac{0.035005}{39.8} = 0.0008795 < \frac{1}{700} = 0.00143$$

所以结构的变形满足规范的要求。

(6) 水平地震作用在结构中的分配

前面已经求得结构总水平地震作用值为  $F_{Ek} = 3975.6\text{kN}$ , 相应的基底弯矩效应为  $M_0 = 109900\text{kN}\cdot\text{m}$ 。按倒三角形分布的水平地震作用的表达式为

$$F(x) = \frac{q}{H}x \quad (5-105)$$

其中  $q = 2F_{Ek}/H = 208.14\text{kN/m}$ 。则沿高度地震剪力的分布可求得为

$$Q(x) = \int_x^H F(\xi)d\xi = \frac{q}{2H}(H^2 - x^2) \quad (5-106)$$

取  $\xi = x/H$ , 则式 (5-105) 和式 (5-106) 分别成为

$$F(\xi) = q\xi \quad (5-107)$$

$$Q(\xi) = \frac{qH}{2}(1 - \xi^2) = (1 - \xi^2)F_{Ek} \quad (5-108)$$

由式 (5-79), 可求出抗震墙的  $Q'_w$  和弯矩效应  $M_w$ 。由于  $C_F = 9.7368 \times 10^5$ ,  $\Sigma (m_{ij}/h) = 5.4912 \times 10^5$ , 故有:

$$\frac{C_F}{C_F + \Sigma \frac{m_{ij}}{h}} = \frac{9.7368}{9.7368 + 5.4912} = 0.6394$$

$$\frac{\Sigma \frac{m_{ij}}{h}}{C_F + \Sigma \frac{m_{ij}}{h}} = \frac{5.4912}{9.7368 + 5.4912} = 0.3606$$

其他计算过程和结果示于表5-23。

#### (7) 抗震墙的内力计算

将地震剪力和弯矩效应在各墙中的分配。把上面求得的总抗震墙的总剪力和总弯矩按各抗震墙的刚度分配, 则可得到各抗震墙的剪力和弯矩。比较准确的计算应按各层的不同的刚度进行; 并且, 由于约束弯矩  $m$  是直接传到各墙的, 故  $m$  应按与各墙相连的连梁的刚度进行分配。在本例中, 各墙之间的刚度比沿高度变化不大, 且考虑到方法的近似性, 把各层的总剪力和总弯矩直接按各墙的刚度进行分配 (式 5-57)。因此第  $i$  个墙第  $j$  层的弯矩和剪力为:

$$M_{ij} = \frac{(E_c I_{eq})_i}{\Sigma (E_c I_{eq})_i} M_j$$

$$Q_{wij} = \frac{(E_c I_{eq})_i}{\Sigma (E_c I_{eq})_i} Q_{wj}$$

墙 1 的分配系数为

$$\begin{aligned} \frac{(E_c I_{eq})_1}{\Sigma (E_c I_{eq})_i} &= \frac{(E_c I_{eq})_1}{2 [(E_c I_{eq})_1 + (E_c I_{eq})_2]} \\ &= \frac{1.4003 \times 10^8}{2 \times (1.4003 \times 10^8 + 9.4226 \times 10^7)} = 0.2989 \end{aligned}$$

墙 2 的分配系数为

$$\frac{9.4226 \times 10^7}{2 \times (1.4003 \times 10^8 + 9.4226 \times 10^7)} = 0.2011$$

由此, 各层的墙 1 所分得的弯矩  $M_1$  和剪力  $Q_{w1}$ , 以及各层的墙 2 所分得的弯矩  $M_2$  和剪力  $Q_{w2}$  可以算出并列于表 5-23。

抗震墙在水平地震荷载作用下的轴力由线约束弯矩引起。总的线约束弯矩  $m$  可按连梁的刚度分配给各列连梁, 则每列连梁的线约束弯矩为  $m'$ 。此线约束弯

表 5-23 水平地震作用值在结构中的分配过程

层数	$\xi = H_i/H$	$M$ (kN·m)	$Q_{*}'$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$\bar{Q}_p$ (kN)	$Q_F$ (kN)	$m$ (kN)	$Q_{*}$ (kN)	$M_1$ (kN·m)	$Q_{*1}$ (kN)	$M_2$ (kN·m)	$Q_{*2}$ (kN)
12	1.0000	0.0	-1446.3	0.0	1446.3	924.76	521.54	-924.76	0.00	-276.41	0.00	-185.97
11	0.9045	-4078.9	-720.98	753.34	1474.32	942.68	531.64	-180.34	-1219.2	-56.59	-820.27	-38.08
10	0.8291	-5486.8	-227.43	1294.76	1522.19	973.29	548.90	321.47	-1640.0	96.09	-1103.4	64.65
9	0.7538	-5498.6	211.69	1788.45	1576.76	1008.18	568.58	780.27	-1643.5	233.22	-1105.8	156.91
8	0.6784	-4256.3	610.43	2235.74	1625.31	1039.22	586.09	1196.52	-1272.2	357.64	-855.9	240.62
7	0.6030	-1864.2	979.86	2635.93	1656.07	1058.89	597.18	1577.04	-557.2	471.38	-374.9	317.14
6	0.5276	1606.2	1330.8	2989.02	1658.22	1060.27	597.95	1928.75	480.1	576.50	323.0	387.87
5	0.4523	6108.5	1673.2	3294.64	1621.44	1036.75	584.69	2257.89	1825.8	674.88	1228.4	454.06
4	0.3769	11645.1	2017.9	3553.61	1535.71	981.93	553.78	2571.68	3480.7	768.68	2341.8	517.16
3	0.3015	18231.7	2574.6	3765.47	1390.87	889.32	501.55	2876.15	5440.5	859.68	3666.4	578.39
2	0.2261	25919.7	2753.8	3990.25	1176.45	752.22	424.23	3178.03	7747.4	949.91	5212.5	639.10
1	0.1508	34780.6	3166.0	4047.80	881.80	563.82	317.98	3483.98	10395.9	1041.56	6994.4	700.63
	0.0	56592.9	4141.99	4141.99	0.0	0.00	0.00	4141.99	16915.6	1238.04	11380.8	832.95

注:  $Q_{*}'$  为根据楼层的三次积分求出的总墙的剪力;  $\bar{Q}_p$  为框架的广义剪力;  $Q_p$  为结构的总剪力;  $M$  为总墙的弯矩;  $Q_F$  为总连杆的约束弯矩;  $Q_{*}$  为总墙的剪力;  $M_1$  和  $Q_{*1}$  为墙 1 的弯矩和剪力;  $M_2$  和  $Q_{*2}$  为墙 2 的弯矩和剪力。

矩可在抗震墙中线处产生连系梁的梁端弯矩  $m'h_j$  ( $h_j$  为第  $j$  层楼面之上半层高度与下半层高度之和), 由此弯矩按平衡条件可得梁端剪力, 进而由此剪力就可算出抗震墙中的轴力。在本例中, 各列连梁的刚度相同, 故  $m' = m/4$ 。计算过程列于表 5-24。

水平地震作用下抗震墙轴力的计算

表 5-24

层数	$m$ (kN)	$m'$ (kN)	$h_j$ (m)	$N_{wj}$ (kN)	$\Sigma N_{wj}$ (kN)
12	521.54	130.39	1.9	36.70	36.70
11	531.64	132.91	3.4	66.95	103.65
10	548.90	137.23	3.0	60.99	164.64
9	568.58	142.15	3.0	63.18	227.82
8	586.09	146.52	3.0	65.12	292.94
7	597.18	149.30	3.0	66.36	359.30
6	597.95	149.49	3.0	66.44	425.74
5	584.69	146.17	3.0	64.96	490.70
4	553.78	138.45	3.0	61.53	552.23
3	501.55	125.39	3.0	55.73	607.96
2	424.23	106.06	3.0	47.14	655.10
1	317.98	79.50	4.5	53.00	708.10

在地震荷载作用下的内力求出后, 即可与其他情况的内力一起进行内力组合, 然后进行截面设计。

## 习 题

- 什么是刚度中心? 什么是质量中心? 应如何处理好二者的关系?
- 总水平地震作用在结构中如何分配? 其中用到哪些假定?
- 多高层钢筋混凝土结构抗震等级划分的依据是什么? 有何意义?
- 为什么要限制框架柱的轴压比?
- 抗震设计为什么要尽量满足“强柱弱梁”、“强剪弱弯”、“强节点弱构件”的原则? 如何满足这些原则?
- 框架结构在什么部位应加密箍筋? 有何作用?
- 对水平地震作用产生的弯矩可以调幅吗? 为什么?
- 框架节点核心区应满足哪些抗震设计要求?
- 确定抗震墙等效刚度的原则是什么? 其中考虑了哪些因素?
- 分析框架-抗震墙结构时, 用到了哪些假定?

附表

规则框架承受均布水平力作用时标准反弯点的高度比  $y_0$  值 附表 5-1

$m$	$\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55



$$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$$



续表

$m$	$\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
$n$															
9	9	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.15	0.15	0.20	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12	12	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	11	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	10	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
12以上	3	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
	中间	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

规则框架承受倒三角形分布水平力作用时标准反弯点的高度比  $y_0$  值 附表 5-2

$m$	$n$	$\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	2		0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
2	1		1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
	3		0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
3	2		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4		0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3		0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4		0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6		0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7		0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

m	$\frac{K}{n}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.10	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12	12	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	11	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	10	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.25	0.35	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

上下层横梁线刚度比  $y_0$  的修正值  $y_1$ 

附表 5-3

$\bar{K}$ $I$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



$I = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4}$  当  $i_1 + i_2 > i_3 + i_4$  时, 则  $I$  取倒数, 即

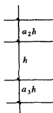
$I = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2}$ , 并且  $y_1$  值取负号“-”。

$$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$$

上下层高变化对  $y_0$  的修正值  $y_2$  和  $y_3$ 

附表 5-4

$a_2$ $a_3$	$\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0



$y_2$ ——按照  $\bar{K}$  及  $a_2$  求得, 上层较高时为正值;

$y_3$ ——按照  $\bar{K}$  及  $a_3$  求得。

## 第6章 多高层建筑钢结构抗震设计

### § 6.1 多高层钢结构的主要震害特征

钢结构强度高、延性好、重量轻、抗震性能好。总体来说,在同等场地、烈度条件下,钢结构房屋的震害较钢筋混凝土结构房屋的震害要小。例如,在墨西哥城的高烈度区内有 102 幢钢结构房屋,其中 59 幢为 1957 年以后所建,在 1985 年 9 月的墨西哥大地震(里氏 8.1 级)中,1957 年以后建造的钢结构房屋倒塌或严重破坏的不多(见表 6-1),而钢筋混凝土结构房屋的破坏就要严重得多。

1985 年墨西哥城地震中钢结构和钢筋混凝土结构的破坏情况 表 6-1

建造年份	钢 结 构		钢筋混凝土结构	
	倒 塌	严重破坏	倒 塌	严重破坏
1957 年以前	7	1	27	16
1957 ~ 1976 年	3	1	51	23
1976 年以后	0	0	4	6

多高层钢结构在地震中的破坏形式有三种:1) 节点连接破坏;2) 构件破坏;3) 结构倒塌。

#### 6.1.1 节点连接破坏

主要有两种节点连接破坏,一种是支撑连接破坏(图 6-1),另一种是梁柱连接破坏(图 6-2),从 1978 年日本宫城县远海地震(里氏 7.4 级)所造成的钢结构建筑破坏情况看(表 6-2),支撑连接更易遭受地震破坏。

1978 年日本宫城县远海地震钢结构建筑破坏类型统计 表 6-2

破坏类型 \ 结构数量		破 坏 等 级 <sup>①</sup>				统 计	
		V	IV	III	II	总数	百分比(%)
过度弯曲	柱	—	2	—	2	11	7.4
	梁	—	—	—	1		
	梁、柱局部屈曲	2	1	1	2		

破坏类型		破坏等级 <sup>①</sup>				统计	
		V	IV	III	II	总数	百分比 (%)
连接破坏	支撑连接	6	13	25	63	119	80.4
	梁柱连接	—	—	2	1		
	柱脚连接	—	4	2	1		
	其他连接	—	1	—	1		
基础失效	不均匀沉降	—	2	4	12	18	12.2
总计		8	23	34	83	148	100

① II级破坏为支撑、连接等出现裂纹,但没有不可恢复的屈曲变形;

III级破坏为出现小于 1/30 层高的永久层间变形;

IV级破坏为出现大于 1/30 层高的永久层间变形;

V级破坏为倒塌或无法继续使用。

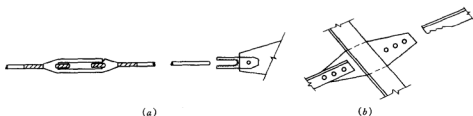


图 6-1 支撑连接破坏

(a) 圆钢支撑连接的破坏; (b) 角钢支撑连接的破坏

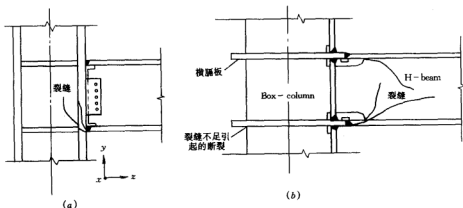


图 6-2 梁柱刚性连接的典型震害现象

(a) 美国 Northridge 地震; (b) 日本阪神地震

1994 年美国 Northridge 地震和 1995 年日本阪神地震造成了很多梁柱刚性连接

破坏,震害调查发现,梁柱连接的破坏大多数发生在梁的下翼缘处,而上翼缘的破坏要少得多。这可能有两种原因:1) 楼板与梁共同变形导致下翼缘应力增大;2) 下翼缘在腹板位置焊接的中断是一个显著的焊缝缺陷的来源。图 6-3 给出了震后观察到的在梁柱焊缝连接处的失效模式。

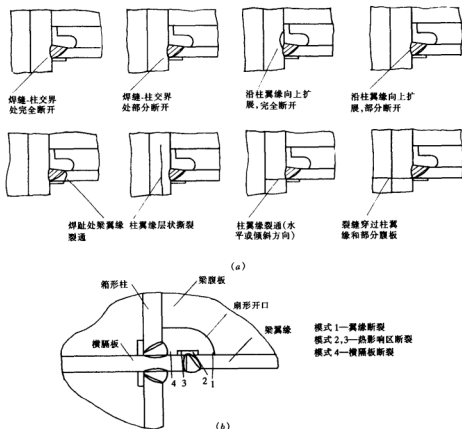


图 6-3 梁柱焊接连接处的失效模式  
(a) 美国 Northridge 地震; (b) 日本阪神地震

梁柱刚性连接裂缝或断裂破坏的原因有:

- 1) 焊缝缺陷,如裂纹、欠焊、夹渣和气孔等。这些缺陷将成为裂缝开展直至断裂的起源。
- 2) 三轴应力影响。分析表明,梁柱连接的焊缝变形由于受到梁和柱约束,施焊后焊缝残存三轴拉应力,使材料变脆。
- 3) 构造缺陷。出于焊接工艺的要求,梁翼缘与柱连接处设有垫板,实际工程中垫板在焊接后就留在结构上,这样垫板与柱翼缘之间就形成一条“人工”裂缝(图 6-4),成为连接裂缝发展的起源。

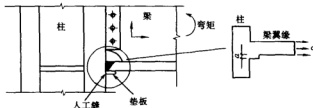


图 6-4 “人工”裂缝

### 6.1.2 构件破坏

多高层建筑钢结构构件破坏的主要形式有：

- 1) 支撑压屈。在地震时支撑所受的压力超过其屈曲临界力时，即发生压屈破坏（图 6-5）。
- 2) 梁柱局部失稳。梁或柱在地震作用下反复受弯，在弯矩最大截面处附近由于过度弯曲可能发生翼缘局部失稳破坏（图 6-6）。

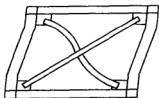


图 6-5 支撑的压屈

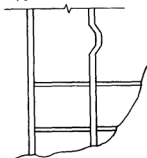


图 6-6 柱的局部失稳

3) 柱水平裂缝或断裂破坏。1995 年日本阪神地震中，位于阪神地震区芦屋滨的 52 栋高层钢结构住宅，有 57 根钢柱发生水平裂缝破坏（图 6-7）。分析原因认为，竖向地震使柱中出现拉力，由于应变速率高，使材料变脆，加上截面弯矩和剪力的影响，造成柱水平断裂。

### 6.1.3 结构倒塌

结构倒塌是地震中结构破坏最严重的形式。钢结构建筑尽管抗震性能好，但在地震中也有倒塌事例发生。1985 年墨西哥大地震中有 10 幢钢结构房屋倒塌（见表 6-1），在 1995 年日本阪神地震中，也有钢结构房屋倒塌发生。表 6-3 是阪神地震中某地区钢结构房屋震害情况。



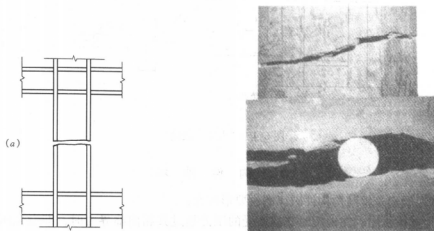


图 6-7 柱的水平断裂

(a) 柱水平断裂示意图; (b) 钢柱(箱形截面 500mm×500mm)地震脆断实例

(图下中间所示为硬币,以示断缝大小)

1985 年日本阪神地震中某地区钢结构房屋震害情况

表 6-3

建造年份	严重破坏或倒塌	中等破坏	轻微破坏	完 好
1971 年以前	5	0	2	0
1971 ~ 1982 年	0	0	3	5
1982 年以后	0	0	1	7

钢结构房屋在地震中严重破坏或倒塌与结构抗震设计水平关系很大。1957 年和 1976 年,墨西哥结构设计规范分别进行过较大的修订,1971 年是日本钢结构设计规范修订的年份,1982 年是日本建筑标准法实施的年份。从表 6-1 和表 6-3 知,由于新设计规范采纳了新研究成果,提高了结构抗震设计水平,在同一地震中按新规范设计建造的钢结构房屋倒塌的数量就要比按老规范设计建造的少得多。

## § 6.2 多高层钢结构的选型与结构布置

### 6.2.1 结 构 选 型

在结构选型上,多层和高层钢结构无严格界限。但为区分结构的重要性对结构抗震构造措施的要求不同,我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001)将超过 12 层的建筑归为高层钢结构建筑,将不超过 12 层的建筑归为多层钢结构建筑。

有抗震要求的多高层建筑钢结构可采用框架结构体系(图 6-8)、框架-中心支撑结构体系(图 6-9)、框架-偏

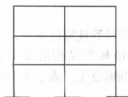


图 6-8 纯框架结构

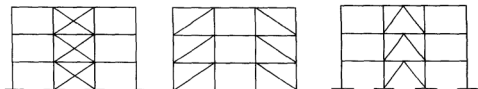


图 6-9 各种中心支撑框架结构

心支撑结构体系(图 6-10)及框筒结构体系(图 6-11)。框架结构体系的梁柱节点宜采用刚接。

纯框架结构延性好,但抗侧力刚度较差。中心支撑框架通过支撑提高框架的刚度,但支撑受压会屈曲,支撑屈曲将导致原结构承载力降低。偏心支撑框架可通过偏心梁段剪切屈服限制支撑受压屈曲,从而保证结构具有稳定的承载能力和良好的耗能性能,而结构抗侧力刚度介于纯框架和中心支撑框架之间。

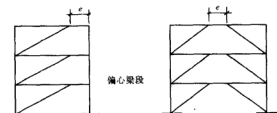


图 6-10 偏心支撑框架结构

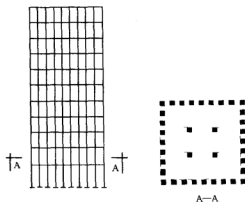


图 6-11 框筒结构

实际上是密柱框架结构,由于梁跨小、刚度大,使周围柱近似构成一个整体受弯的薄壁筒体,具有较大的抗侧刚度和承载力,因而框筒结构多用于高层建筑。各种钢结构体系建筑的适用高度与高宽比不宜大于表 6-4 和表 6-5 给出的数值。

钢结构房屋适用的最大高度 (m)

表 6-4

结 构 体 系	设 防 烈 度		
	6、7	8	9
框 架	110	90	50
框架-支撑(剪力墙板)	220	200	140
筒体(框筒、筒中筒、束筒)和巨型框架	300	260	180

钢结构房屋适用的最大高宽比

表 6-5

烈 度	6、7	8	9
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

## 6.2.2 结构平面布置

多高层钢结构的平面布置应尽量满足下列要求:

1) 建筑平面宜简单规则,并使结构各层的抗侧力刚度中心与质量中心接近或重合,同时各层刚心与质心接近在同一竖直线上。

2) 建筑的开间、进深宜统一,其常用平面的尺寸关系应符合表 6-6 和图 6-12 的要求。当钢框筒结构采用矩形平面时,其长宽比不应大于 1.5:1;不能满足此项要求时,宜采用多束筒结构。

 $L, l, l', B'$  的限值

表 6-6

$L/B$	$L/B_{\max}$	$l/b$	$l'/B_{\max}$	$B'/B_{\max}$
$\leq 5$	$\leq 4$	$\leq 1.5$	$\geq 1$	$\leq 0.5$

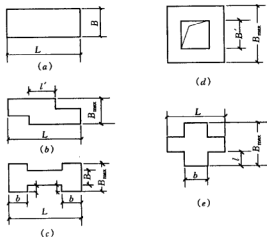


图 6-12 表 6-6 中变量的意义

3) 高层建筑钢结构不宜设置防震缝,但薄弱部位应注意采取措施提高抗震能力。如必须设置伸缩缝,则应同时满足防震缝的要求。

4) 应避免结构平面不规则布置。如在平面布置上具有下列情况之一者,为平面不规则结构:

① 任意层的偏心率大于 0.15。偏心率可按下列公式计算:

$$\epsilon_x = \frac{e_y}{r_{ex}} \quad \epsilon_y = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (6-1)$$

其中:

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_T}{\sum K_x}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_T}{\sum K_y}} \quad (6-2)$$

$$K_T = \sum (K_x y^2) + \sum (K_y x^2) \quad (6-3)$$

式中  $\epsilon_x$ 、 $\epsilon_y$ ——分别为所计算楼层在  $x$  和  $y$  方向的偏心率;

$e_x$ 、 $e_y$ ——分别为  $x$  和  $y$  方向楼层质心到结构刚心的距离；

$r_{ex}$ 、 $r_{ey}$ ——分别为结构  $x$  和  $y$  方向的弹性半径；

$\Sigma K_x$ 、 $\Sigma K_y$ ——分别为所计算楼层各抗侧力构件在  $x$  和  $y$  方向的侧向刚度之和；

$K_T$ ——所计算楼层的扭转刚度；

$x$ 、 $y$ ——以刚心为原点的抗侧力构件坐标。

②结构平面形状有凹角，凹角的伸出部分在一个方向的长度，超过该方向建筑总尺寸的 25%。

③楼面不连续或刚度突变，包括开洞面积超过该层楼面面积的 50%。

④抗水平力构件既不平行于又不对称于抗侧力体系的两个互相垂直的主轴。

属于上述情况第①、第④项者应计算结构扭转影响；属于第③项者应采用相应的计算模型，属于第②项者应在凹角伸出部分采用加强措施。

### 6.2.3 结构竖向布置

多高层钢结构的竖向布置应尽量满足下列要求：

1) 楼层刚度大于其相邻上层刚度的 70%，且连续三层总的刚度降低不超过 50%。

2) 相邻楼层质量之比不超过 1.5（屋顶层除外）。

3) 立面收进尺寸的比例  $L_1/L \geq 0.75$ （图 6-13）。

4) 任意楼层抗侧力构件的总受剪承载力大于其相邻上层的 80%。

5) 框架-支撑结构中，支撑（或剪力墙板）宜竖向连续布置，除底部楼层和外伸刚臂所在楼层外，支撑的形式和布置在竖向宜一致。

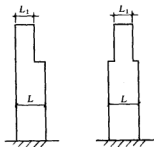


图 6-13 立面收进

### 6.2.4 结构布置的其他要求

1) 高层钢结构宜设置地下室。在框架-支撑(剪力墙板)体系中，竖向连续布置的支撑(剪力墙板)应延伸至基础。设置地下室时，框架柱应至少延伸到地下一层。

2) 8、9 度时，宜采用偏心支撑、带缝钢筋混凝土剪力墙板、内藏钢板支撑和其他消能支撑。

3) 采用偏心支撑框架时，顶层可为中心支撑。

4) 楼板宜采用压型钢板（或预应力混凝土薄板）加现浇混凝土叠合层组成的楼板。楼板与钢梁应采用栓钉或其他元件连接（图 6-14）。当楼板有较大或较

多的开孔时,可增设水平钢支撑以加强楼板的水平刚度。

5)必要时可设置由筒体外伸臂和周边桁架组成的加强层。

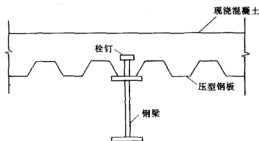


图 6-14 楼板与钢梁的连接

## § 6.3 多高层钢结构的抗震计算要求

### 6.3.1 计 算 模 型

确定多高层钢结构抗震计算模型时,应注意:

1) 进行多高层钢结构地震作用下的内力与位移分析时,一般可假定楼板在自身平面内为绝对刚性。对整体性较差、开孔面积大、有较长的外伸段的楼板,宜采用楼板平面内的实际刚度进行计算。

2) 进行多高层钢结构多遇地震作用下的反应分析时,可考虑现浇混凝土楼板与钢梁的共同作用。在设计中应保证楼板与钢梁间有可靠的连接措施。此时楼板可作为梁翼缘的一部分来计算梁的弹性截面特性,楼板的有效宽度  $b_e$  按下式计算(图 6-15):

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (6-4)$$

式中  $b_0$ ——钢梁上翼缘宽度;

$b_1$ 、 $b_2$ ——梁外侧和内侧的翼缘计算宽度,各取梁跨度  $l$  的  $1/6$  和翼缘板厚度  $t$  的 6 倍中的较小值。此外,  $b_1$  高不应超过翼板实际外伸宽度  $s_1$ ;  $b_2$  不应超过相邻梁板托间净距  $s_0$  的  $1/2$ 。

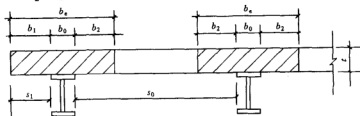


图 6-15 楼板的有效宽度

进行多高层钢结构罕遇地震反应分析时,考虑到此时楼板与梁的连接可能遭到破坏,则不应考虑楼板与梁的共同工作。

3) 多高层钢结构的抗震计算可采用平面抗侧力结构的空间协同计算模型。当结构布置规则、质量及刚度沿高度分布均匀、且不计扭转效应时,可采用平面结构计算模型;当结构平面或立面不规则、体型复杂,无法划分平面抗侧力单元的结构,以及为筒体结构时,应采用空间结构计算模型。

4) 多高层钢结构在地震作用下的内力与位移计算,应考虑梁柱的弯曲变形和剪切变形,尚应考虑柱的轴向变形。一般可不考虑梁的轴向变形,但当梁同时作为腰桁架或桁架的弦杆时,则应考虑轴力的影响。

5) 柱间支撑两端应为刚性连接,但可按两端铰接计算。偏心支撑中的偏心梁段应取为单独单元。

6) 应计入梁柱节点域剪切变形(图 6-16)对多高层建筑钢结构位移的影响。可将梁柱节点域当作一个单独的单元进行结构分析,也可按下列规定作近似计算:

①对于箱形截面柱框架,可将节点域当作刚域,刚域的尺寸取节点域尺寸的一半。

②对于工字形截面柱框架,可按结构轴线尺寸进行分析。若结构参数满足  $EI_{bm}/K_m h_{bm} > 1$  且  $\eta > 5$  时,可按式修正结构楼层处的水平位移。

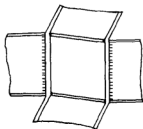


图 6-16 节点域剪切变形

$$u'_i = \left(1 + \frac{\eta}{100 - 0.5\eta}\right) u_i \quad (6-5)$$

其中

$$\eta = \left[ 17.5 \frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}} - 1.8 \left( \frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}} \right)^2 - 10.7 \right] \sqrt{\frac{I_{cm} h_{bm}}{I_{bm} h_{cm}}} \quad (6-6)$$

式中  $u'_i$ ——修正后的第  $i$  层楼层的水平位移;

$u_i$ ——不考虑节点域剪切变形并按结构轴线尺寸计算所得第  $i$  层楼层的水平位移;

$I_{cm}$ 、 $I_{bm}$ ——分别为结构全部柱和梁截面惯性矩的平均值;

$h_{cm}$ 、 $h_{bm}$ ——分别为结构全部柱和梁腹板高度的平均值;

$K_m$ ——节点域剪切刚度的平均值

$$K_m = h_{cm} h_{bm} t_m G \quad (6-7)$$

$t_m$ ——节点域腹板厚度平均值;

$E$ ——钢材的弹性模量;

$G$ ——钢材的剪变模量。

## 6.3.2 地震作用

多高层钢结构的阻尼比较小,按反应谱法计算多遇地震下的地震作用时,高层钢结构的阻尼比可取为 0.02,多层(不超过 9 层)钢结构的阻尼比可取为 0.035。但计算罕遇地震下的地震作用时,应考虑结构进入弹塑性,多高层钢结构的阻尼比均可取为 0.05。

## 6.3.3 计算有关要求

进行多高层钢结构抗震计算时,应注意满足下列设计要求:

1) 进行多遇地震下抗震设计时,框架-支撑(剪力墙)结构体系中总框架任意楼层所承担的地震剪力,不得小于结构底部总剪力的 25%。

2) 在水平地震作用下,如果楼层侧移满足下式,则应考虑  $P-\Delta$  效应。

$$\frac{\delta}{h} \geq 0.1 \frac{\sum V}{\sum P} \quad (6-8)$$

式中  $\delta$ ——多遇地震作用下楼层层间位移;

$h$ ——楼层层高;

$\sum P$ ——计算楼层以上全部竖向荷载之和;

$\sum V$ ——计算楼层以上全部多遇水平地震作用之和。

此时该楼层的位移和所有构件的内力均应乘以下式放大系数  $\alpha$

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{\delta \sum P}{h \sum V}} \quad (6-9)$$

3) 验算在多遇地震作用下整体基础(筏形基础或箱形基础)对地基的作用时,可采用底部剪力法计算作用于地基的倾覆力矩,但宜取 0.8 的折减系数。

4) 当在多遇地震作用下进行构件承载力验算时,托柱梁及承托钢筋混凝土抗震墙的钢框架柱的内力应乘以不小于 1.5 的增大系数。

5) 在多遇地震作用效应组合下,支撑斜杆的受压验算应按下列公式进行:

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leq \eta f / \gamma_{RE} \quad (6-10)$$

其中

$$\eta = \frac{1}{1 + 0.35 \lambda_n}$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

式中  $N$ ——多遇地震作用效应组合下支撑斜杆轴力设计值;

$\varphi$ ——轴心受压构件稳定系数;

$A_{br}$ ——支撑斜杆截面积;

- $f$ ——支撑斜杆强度设计值;  
 $f_y$ ——屈服强度;  
 $\lambda_n$ ——支撑斜杆长细比;  
 $E$ ——弹性模量;  
 $\gamma_{RE}$ ——支撑承载力抗震调整系数, 取 0.80。

## § 6.4 多高层钢结构抗震构造要求

### 6.4.1 纯框架结构

1) 纯框架宜设计成强柱弱梁型, 为此框架柱在框架的任一节点处需满足下列公式要求:

$$\sum W_{pc} (f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (6-11a)$$

$$\psi (M_{pb1} + M_{pb2}) / V_p \leq (4/3) f_v / \gamma_{RE} \quad (6-11b)$$

式中  $W_{pc}$ 、 $W_{pb}$ ——分别为柱和梁的塑性截面模量;

$M_{pb1}$ 、 $M_{pb2}$ ——分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力;

$N$ ——柱轴向压力设计值;

$A_c$ ——柱截面面积;

$V_p$ ——节点域的体积;

$f_{yc}$ 、 $f_{yb}$ ——分别为柱和梁的钢材屈服强度;

$f_v$ ——钢材抗剪强度设计值;

$\eta$ ——强度系数: 6 度 IV 类场地和 7 度时可取 1.0; 8 度时可取 1.05; 9 度时可取 1.15;

$\psi$ ——折减系数: 6 度 IV 类场地和 7 度时可取 0.6; 8、9 度时可取 0.7。

2) 工字形截面柱和箱形截面柱的节点域 (见图 6-17) 应按下列公式验算:

$$t_w \geq (h_b + h_c) / 90 \quad (6-12a)$$

$$(M_{b1} + M_{b2}) / V_p \leq (4/3) f_v / \gamma_{RE} \quad (6-12b)$$

式中  $h_b$ 、 $h_c$ ——分别为梁腹板高度和柱腹板高度;

$t_w$ ——柱在节点域的腹板厚度;

$M_{b1}$ 、 $M_{b2}$ ——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值;

$V_p$ ——节点域的体积;

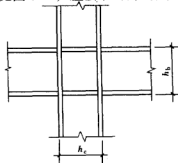


图 6-17 节点域尺寸



$\gamma_{RE}$ ——节点域承载力抗震调整系数,可采用0.85。

3) 为保证框架梁柱在罕遇地震下有较大的塑性变形能力,高层钢结构和多层钢结构框架梁柱板件宽厚比分别不应超过表6-6和表6-7规定的限值(参见图6-18)。

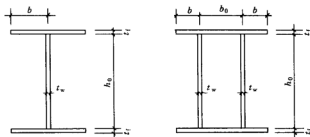


图6-18 梁与柱的截面尺寸

高层(超过12层)钢结构框架梁柱板件宽厚比限值

表6-6

板 件	6度	7度	8度	9度
柱	工字形柱翼缘外伸部分	13	11	10
	工字形柱腹板	43	43	43
	箱形柱壁板	39	37	35
梁	工字形梁和箱形梁翼缘外伸部分	11	10	9
	箱形梁翼缘在两腹板间部分	36	32	30
	工字形梁和箱形梁腹板	85-120N/Af	80-120N/Af	72-120N/Af

注:1. 表列数值适用于Q235钢,其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ;

2. 表中, N为梁的轴向力, A为梁的截面面积, f为梁的钢材抗拉强度设计值。

多层钢结构框架梁柱板件宽厚比限值

表6-7

板 件	7度	8度	9度
柱	工字形柱翼缘外伸部分	13	12
	槽形柱两腹板间翼缘	40	36
	箱形柱腹板	58	52
梁	工字形梁翼缘外伸部分	11	10
	槽形梁两腹板间翼缘	36	32
	箱形梁腹板	85-120ρ	80-110ρ
	$N_b/Af < 0.37$	85-120ρ	80-110ρ
	$N_b/Af \geq 0.37$	40	39
			72-100ρ
			35

注:1. 表列数值适用于Q235钢,其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ;

2. 表中,  $N_b$ 为梁的轴向力, A为梁的截面面积, f为梁的钢材抗拉强度设计值;

3. ρ指  $N_b/Af$ 。

4) 高层框架柱长细比, 6 度时不宜大于  $120\sqrt{235/f_y}$ , 7 度时不宜大于  $80\sqrt{235/f_y}$ , 8 度和 9 度时不应大于  $60\sqrt{235/f_y}$ ; 多层框架柱长细比, 6~8 度时不应大于  $120\sqrt{235/f_y}$ , 9 度时不应大于  $100\sqrt{235/f_y}$ 。

5) 在柱与梁连接处, 柱应设置与上下翼缘位置对应的加劲肋 (参见图 6-17)。

6) 梁与柱连接的抗弯承载力, 不得小于梁的塑性弯矩和节点域屈服时的梁端弯矩的较小值。

7) 为预防框架梁柱连接脆性断裂, 可以采用如下措施:

①严格控制焊接工艺操作, 重要的部位由技术等级高的工人施焊, 减少梁柱连接中的焊接缺陷;

②适当加大梁腹板下部的割槽口 (位于垫板上面, 用于梁下翼缘与柱翼缘的施焊), 以便于工人操作, 提高焊缝质量;

③补充腹板与抗剪连接板之间的焊缝;

④采用梁端加盖板和加腋 (图 6-19), 或梁柱采用全焊方式来加强连接的强度;

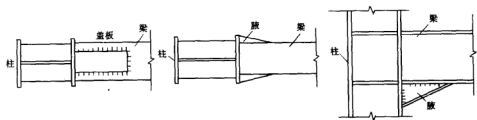


图 6-19 梁柱连接的加强

⑤利用节点域的塑性变形能力, 为此节点域可设计成先于梁端屈服, 但仍需满足式 (6-12) 要求。

8) 为防止梁端与柱的连接处发生脆性破坏, 可利用“强节点弱杆件”的抗震设计概念, 将梁端附近截面局部削弱。试验证明, 基于上述思想的梁端狗骨式设计 (图 6-20) 具有优越的抗震性能, 可将框架的屈服控制在削弱的梁端截面处。为进一步提高梁端的变形延性, 可根据梁端附近的弯矩分布, 对梁端截面的削弱进行适当设计, 使得梁在一个较长的区段 (同步塑性区) 能同步地进行塑性耗能 (图 6-21)。建议梁的同步塑性区  $L_3$  的长度取为梁高的一半, 使梁的同步塑性区各截面的塑性抗弯承载力比设计值同等的低 5%~10%, 在同步塑性区的前后各有一个长  $L_2 = L_4 = 100\text{mm}$  左右的光滑过渡区, 过渡区离柱表面  $L_1 = 50 \sim 100\text{mm}$ , 以避免热影响区。

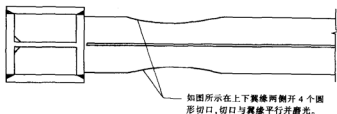


图 6-20 狗骨式设计

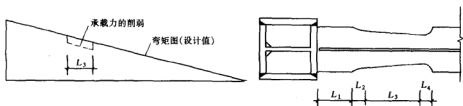


图 6-21 同步塑性设计

#### 6.4.2 中心支撑框架

1) 抗震设防的中心支撑框架宜采用十字交叉斜杆(图 6-22a)、单斜杆(图 6-22b)、人字形斜杆(图 6-22c)或 V 形斜杆(图 6-22d)体系,不得采用 K 形斜杆体系(图 6-22e)。当采用只能受拉的单斜杆体系时,应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆(图 6-23),且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

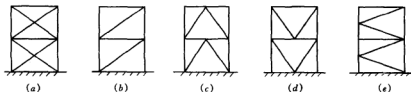


图 6-22 中心支撑类型

2) 人字形和 V 形支撑斜杆受压屈曲后,使横梁产生较大变形,并使体系的抗剪能力发生较大退化。有鉴于此,在计算地震作用下人字形支撑和 V 形支撑的斜杆内力时其地震作用标准值应乘以增大系数 1.5,以提高斜杆的承载力。基于同样原因,计算多遇地震作用效应时,十字交叉和单斜杆式中心支撑的斜杆内力应乘以 1.3 的增大系数。此外,进行支撑抗震承载力验算时,尚应计入重力所产生的支撑内力。

3) 支撑杆件长细比,对于多层钢结构,当按 6 度或 7 度抗震设防时不应大

于  $150\sqrt{235/f_y}$ ; 按 8 度或 9 度抗震设防时不应大于  $120\sqrt{235/f_y}$ ; 对于高层钢结构, 当按 6 度或 7 度抗震设防时不应大于  $120\sqrt{235/f_y}$ ; 按 8 度抗震设防时不应大于  $90\sqrt{235/f_y}$ ; 按 9 度抗震设防时, 不应大于  $60\sqrt{235/f_y}$ 。  $f_y$  以  $\text{N/mm}^2$  为单位。

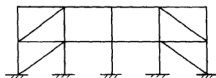


图 6-23 单斜杆支撑的布置

4) 支撑杆件的板件宽厚比, 不应大于表 6-8 规定的限值。

中心支撑板件宽厚比限值

表 6-8

板 件 名 称	6 度	7 度	8 度	9 度
翼缘外伸部分	9	8 (13)	8 (11)	7 (9)
工字形截面腹板	25	23 (33)	23 (30)	21 (27)
箱形截面腹板	23	21 (31)	21 (28)	19 (25)
圆管外径与壁厚比	42	40	40	38

注: 1. 表列数值适用于 Q235 钢, 其他钢号应乘以  $\sqrt{235/f_y}$ ;

2. 括号内数值适合于多层钢结构。

5) 支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面时 (例如双角钢组合 T 形截面), 应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

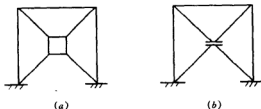


图 6-24 耗能中心支撑体系

(a) 塑性耗能; (b) 摩擦耗能

6) 按 7 度及以上抗震设防的结构, 当支撑为填板式双肢组合构件时, 肢件的长细比不应大于构件最大长细比的  $1/2$ , 且不应大于 40。

7) 按 8 度及以上抗震设防的结构, 可以采用带有消能装置

的中心支撑体系 (图 6-24)。

此时, 支撑斜杆的承载力应为消能装置滑动或屈服时承载力的 1.5 倍。

### 6.4.3 偏心支撑框架

1) 偏心支撑框架的抗震设计应保证罕遇地震下结构的屈服发生在偏心梁段上, 因而要求框架柱的承载力和支撑的承载力高于偏心梁段的承载力。偏心梁段的屈服形式有两种, 一种是剪切屈服型, 另一种是弯曲屈服型。试验和分析表明, 剪切屈服型偏心梁段支撑框架的刚度和承载力较大, 延性和耗能性能较好, 抗震设计时, 偏心梁段宜设计成剪切屈服型。其净长  $a$  满足下式者为剪切屈服

型。

$$\alpha \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (6-13)$$

$$\text{式中 } V_p = 0.58 f_y h_0 t_w \quad (6-14)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (6-15)$$

式中  $V_p$ ——偏心梁段塑性受剪承载力；

$M_p$ ——偏心梁段塑性受弯承载力；

$h_0$ ——偏心梁段腹板计算高度；

$t_w$ ——偏心梁段腹板厚度；

$W_p$ ——偏心梁段塑性抵抗矩。

2) 偏心梁段腹板不得加焊贴板提高强度，也不得在腹板上开洞。偏心梁段板件的宽厚比不应大于表 6-9 限定的数值。

偏心支撑框架梁段板件宽厚比限值

表 6-9

板 件 名 称		宽 厚 比 限 值
翼缘外伸部分		9
腹板	当 $N/Af \leq 0.14$ 时	$90 [1 - (1.65N) / (Af)]$
	当 $N/Af > 0.14$ 时	$33 [2.3 - N / (Af)]$

注：1. 表列数值适用于 Q235 钢，其他钢号应乘以  $\sqrt{235/f_y}$ ；

2.  $N$  为偏心支撑框架梁的轴力设计值； $A$  为梁截面面积； $f$  为钢材抗拉强度设计值。

3) 为保证在塑性变形过程中偏心梁段的腹板不发生局部屈曲，应按下列规定在梁腹板两侧设置横向加劲肋（图 6-25）：

① 梁在与偏心支撑连接处应设加劲肋。

② 在距偏心梁段端部  $b_f$  处，应设加劲肋。 $b_f$  为偏心梁段翼缘宽度。

③ 偏心梁段中部应设加劲肋，加劲肋间距应根据偏心梁段长度  $e$  确定。

当  $e \leq 1.6 M_p / V_p$  时，最大间距为  $30 t_w - (h_0 / 5)$ ；

当  $e \geq 2.6 M_p / V_p$  时，最大间距为  $52 t_w - (h_0 / 5)$ ；

当  $e$  介于以上两者之间时，最大间距用线性插值确定。

其中  $t_w$ 、 $h_0$  为偏心梁段腹板厚度与高度。

4) 偏心梁段加劲肋的宽度不得小于  $0.5 b_f - t_w$ ，厚度不得小于  $0.75 t_w$  或 10mm。加劲肋应采用角焊缝与偏心梁腹板和翼缘焊接。加劲肋与连梁腹板的焊缝应能承受大小为  $A_{st} f_y$  的力，与翼缘的焊缝应能承受大小为  $A_{st} f_y / 4$  的力。其中  $A_{st}$  为加劲肋的截面积， $f_y$  为加劲肋屈服强度。

5) 偏心支撑框架构件的内力设计值，应按下列要求调整：

① 偏心支撑斜杆的内力设计值，应取为与支撑斜杆相连接的偏心梁段达到受剪承载力时支撑斜杆内力乘以增大系数，增大系数在 8 度时应大于 1.8，9 度时应大于 1.9；

②位于偏心梁段同一跨的框架梁内力设计值,应取偏心梁段达到受剪承载力时框架梁内力乘以增大系数,增大系数在8度时应大于1.6,9度时应大于1.7;

③偏心支撑框架柱的内力设计值,应取偏心梁段达到受剪承载力时柱内力乘以增大系数,增大系数在8度时应大于1.6,9度时应大于1.7。

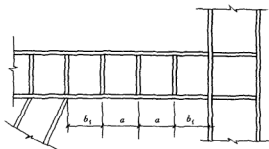


图 6-25 偏心梁段的加劲肋布置

6) 5层以上结构采用偏心支撑框架时,顶层可不设偏心梁段。在设置偏心支撑的框架跨,当首层的弹性承载力为其余各层承载力的1.5倍及以上时,首层可采用中心支撑。

## 习 题

- 6.1 多高层钢结构梁柱刚性连接断裂破坏的主要原因是什么?
- 6.2 钢框架柱发生水平断裂破坏的可能原因是什么?
- 6.3 为什么楼板与钢梁一般应采用栓钉或其他元件连接?
- 6.4 为什么进行罕遇地震结构反应分析时,不考虑楼板与钢梁的共同工作作用?
- 6.5 进行钢框架地震反应分析与进行钢筋混凝土框架地震反应分析相比有何特殊因素要考虑?
- 6.6 在同样的设防烈度条件下,为什么多高层建筑钢结构的地震作用大于多高层建筑钢筋混凝土结构?
- 6.7 对于框架-支撑结构体系,为什么要求框架任一楼层所承担的地震剪力不得小于一定的数值?
- 6.8 抗震设计时,支撑斜杆的承载力为什么折减?
- 6.9 防止框架梁柱连接脆性破坏可采取什么措施?
- 6.10 中心支撑钢框架抗震设计应注意哪些问题?
- 6.11 偏心支撑钢框架抗震设计应注意哪些问题?

## 第7章 单层厂房抗震设计

### § 7.1 震害分析

和其他结构相比较,单层厂房的震害总的来说较轻,且主要是围护结构的破坏。围护墙实际上起到了承受和传递水平地震力的作用,其刚度和质量分布对厂房的动力反应有很大影响。震害调查表明,围护墙布置不合理是造成厂房震害的重要原因之一,且大型墙板的震害明显轻于砌体墙。例如海城纺织机械厂和营口中板厂都因墙体和柱拉结不良而在地震时发生墙面大片倒塌的现象(图7-1)。厂房的山墙也易倒塌。如果山墙上直接铺有屋面板,山墙的倒塌也引起有关屋面板的坠落。

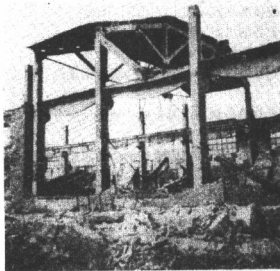


图 7-1 中板厂震害

II型天窗是厂房抗震的薄弱环节,在6度区就有震害的实例。震害主要表现为支撑杆件失稳弯曲,支撑与天窗立柱连接节点被拉脱,天窗立柱根部开裂或折断等。这是因为II型天窗位于厂房最高部位,地震效应大。

在大型屋面板屋盖中,如屋面板与屋架或屋面梁焊接不牢,地震时往往造成屋面板错动滑落,甚至引起屋架的失稳倒塌。

历次地震的震害调查表明,厂房受纵向水平地震作用时的破坏程度重于受横向地震作用时的破坏程度。主要的破

坏形式有:1)天窗两侧竖向支撑斜杆拉断,节点破坏,天窗架沿厂房纵向倾斜,甚至倒下砸塌屋盖。2)屋面板与屋架的连接焊缝剪断,屋面板从屋架上滑脱坠地。屋盖的纵向地震力是通过屋面板焊缝从屋架中部向屋架的两端传递的,屋架两端的剪力最大。因此,屋架的震害主要是端头混凝土酥裂掉角、支撑大型屋面

板的支墩折断、端节间上弦剪断等。3) 在设有柱间支撑的跨间, 由于其刚度大, 屋架端头与屋面板边肋连接点处的剪力最为集中, 往往首先被剪坏; 这使得纵向地震力的传递转移到内肋, 导致屋架上弦受到过大的纵向地震力而破坏。当纵向地震力主要由支撑传递时, 若支撑数量不足或布置不当, 会造成支撑的失稳, 引起屋面的破坏或屋盖的倒塌。另外, 柱根处也会发生沿厂房纵向的水平断裂。4) 纵向围护砖墙出现斜裂缝。

作为主要受力构件的柱, 由于其在设计中考虑了水平力的作用, 故从整体上看, 在7度区一般无震害, 在8度和9度区出现裂缝, 仅在烈度为10度的区域才有少数的倒塌。但柱的局部震害则较常见, 主要有: 1) 上柱柱身变截面处酥裂或折断 (图7-2)。

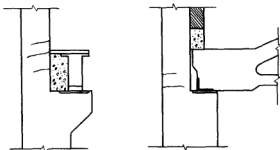


图 7-2 上柱根部水平裂缝

2) 柱顶与屋面梁的连接处由于受力复杂易发生剪裂、压酥、拉裂或锚筋拔出、钢筋弯折等震害。3) 由于高振型的影响, 高低跨两个屋盖产生相反方向的运动, 使中柱柱肩产生竖向拉裂 (图7-3)。4) 下柱下部出现横向裂缝或折断, 后者会造成倒塌等严重后果。5) 柱间支撑产生压屈。

例如, 位于8度区的营口中板厂轧钢车间, 其柱子主要是双肢管柱, 局部为工字形钢筋混凝土柱。地震后, 位于标高9m处圈梁以上的纵墙几乎通长倒塌, 吊车梁附近管柱有破坏, 个别柱的柱根有细裂缝。

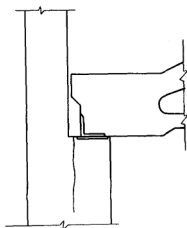


图 7-3 柱肩竖向裂缝

腹板开口的工字形柱和平腹杆双肢柱的侧向刚度较差, 在水平地震力作用下, 侧向位移较大, 腹板或平腹杆处常发生剪切破坏。

砖柱厂房的抗震性能远不如钢筋混凝土厂房。其屋盖的震害现象有: 屋面瓦下滑和掉落; 楞摊瓦屋面的木屋架沿厂房纵向向一侧倾斜; 木屋架及其气楼间的竖向交叉支撑或节点被拉脱, 或木杆件被拉断; 重屋盖的天窗两侧竖向支撑或节点被拉脱, 或钢杆件被压屈。砖柱的震害现象有: 内部独立砖柱在底部发生水平裂缝, 柱顶混凝土垫块底面出现水平裂缝, 少数发生错位; 高低跨砖柱



上柱水平折断,或支承低跨屋架的柱肩产生竖向裂缝。墙体的震害主要有:山墙外倾,檩条由墙顶拔出,严重时山墙尖向外倾倒,端开间屋面局部塌落;外纵墙在窗台高度处出现细微水平裂缝,较严重时水平折断,并常伴有壁柱砖块局部压碎崩落,更严重时整个厂房横向倾倒。

## § 7.2 抗 震 设 计

### 7.2.1 设 计 原 则

#### 1. 结构布置和选型

##### (1) 平面布置和抗侧力结构形式

首先,厂房的结构布置应合理。厂房的平面应尽可能对称,以避免显著的扭转振动;平面复杂时,应设防震缝将平面分隔成简单对称的形状。在厂房纵横跨交接处,以及对大柱网厂房等可不设柱间支撑的厂房,防震缝宽度可采用100~150mm,其他情况可采用50~90mm。在竖向应减少刚度突变,各跨的高度应尽可能相同。两个主厂房之间的过渡跨至少应有一侧采用防震缝与主厂房脱开。

厂房内用于进入吊车的铁梯不应靠近防震缝设置;多跨厂房各跨上吊车的铁梯不宜设置在同一横向轴线附近。工作平台宜与厂房主体结构脱开。

厂房的同一结构单元内不应采用不同的结构型式,也不应采用横墙和排架混合承重。厂房各柱列的侧移刚度宜均匀。

天窗是薄弱环节,它削弱屋盖的整体刚度。从抗震的角度,天窗在纵向的起始部位应尽可能远离伸缩缝区段(厂房单元)的端部。8度和9度时宜从厂房单元端部第三柱间开始设置。

厂房的横向抗侧力体系常为屋盖横梁(屋架)与柱铰接的排架形式。钢柱厂房也可采用屋盖横梁与柱顶刚接的框架形式。其他还有门式刚架等结构体系。

厂房的纵向抗侧力体系,是由纵向柱列形成的排架、柱间支撑和纵墙共同组成。钢柱厂房的纵向抗侧力体系宜采用柱间支撑,条件限制时也可采用刚架结构。

单层砖柱厂房是由砖墙(带或不带壁柱)、砖柱承重的单跨和多跨单层房屋。其跨度一般约为5~15m,个别达18m。有的厂房还设有5t以下的小吨位吊车,此时砖柱为变截面弧形柱。屋盖结构分为重、轻两类。重屋盖是指采用钢筋混凝土实腹梁或屋架,上覆钢筋混凝土槽形板或大型屋面板。轻型屋盖是指木屋盖和轻钢屋架、瓦楞铁、石棉瓦屋面的屋盖。

砖柱厂房由于造价低廉和施工方便,仍将被一些中小型企业采用。虽然就材料而言,其抗震性能不如钢筋混凝土,但只要在其材料许可的范围内精心合理设

计,仍可建造出具有相当抗震能力的厂房结构。在结构布置上,平面形状力求规整,不规整时应采用防震缝分成规整形状。一般应为单跨或等高多跨,以避免高振型的不利影响。6~8度时,跨度不宜大于15m且柱顶标高不宜大于6.6m,且宜采用轻型屋盖;9度时跨度不宜大于12m,柱顶标高不宜大于4.5m,且应采用轻型屋盖。有抗震要求时一般不宜有桥式吊车。

砖柱厂房两端均应设置承重山墙。其纵、横向内隔墙宜做成抗震墙,非承重横隔墙和非整体砌筑且不到顶的纵向隔墙宜采用轻质墙;当采用非轻质墙时,应考虑隔墙对柱及其与屋架(梁)连接节点的附加地震剪力。独立的纵、横隔墙应采取保证其平面外的稳定性,顶部应设置现浇钢筋混凝土压顶梁。

砖柱厂房的防震缝设置应符合下列要求:1) 轻型屋盖厂房可不设防震缝;2) 钢筋混凝土屋盖厂房与贴建的建(构)筑物间宜设防震缝,其宽度可采用50~70mm;3) 防震缝处宜设置双柱或双墙。

砖柱厂房纵向的独立砖柱柱列,可在柱间设置与柱等高的抗震墙来承受纵向地震作用。砖抗震墙应与柱同时咬搓砌筑,并应设置基础;未设砖抗震墙的柱顶应设通长水平压杆。

### (2) 支撑的布置

应合理地布置支撑,使厂房形成空间传力体系。柱间支撑除在厂房纵向的中部设置外,有吊车时或8度和9度时尚宜在厂房单元两端增设上柱支撑;8度且跨度不小于18m的多跨厂房中柱和9度时多跨厂房的各柱,宜在纵向设置柱顶通长水平压杆(图7-4),此压杆可与梯形屋架支座处通长水平系杆合并设置,钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填实。

厂房单元较长时,或8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时,可在厂房单元中部1/3区段内设置两道柱间支撑,且下柱支撑应与上柱支撑配套设置。

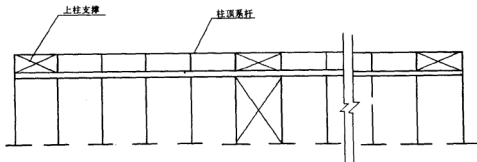


图 7-4 柱间支撑

有檩屋盖的支撑布置应符合表 7-1 的要求。

无檩屋盖的支撑布置应符合表 7-2 的要求;8度和9度跨度不大于15m的屋面板屋盖,可在厂房单元两端各设竖向支撑一道。

有檩屋盖的支撑布置

表 7-1

支撑名称		设 防 烈 度		
		6、7	8	9
屋架支撑	上弦横向支撑	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及厂房单元长度大于 66m 的柱间支撑开间各设一道；天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑一道	厂房单元端开间及厂房单元长度大于 42m 的柱间支撑开间各设一道；天窗开洞范围的两端各增设局部的上弦横向支撑一道
	下弦横向支撑	同非抗震设计		
	跨中竖向支撑			
	端部竖向支撑	屋架端部高度大于 900mm 时，厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道		
天窗架支撑	上弦横向支撑	厂房单元天窗端开间各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 30m 各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 18m 各设一道
	两侧竖向支撑	厂房单元天窗端开间及每隔 36m 各设一道		

无檩屋盖的支撑布置

表 7-2

支撑名称		设 防 烈 度		
		6、7	8	9
屋架支撑	上弦横向支撑	屋架跨度小于 18m 时同非抗震设计，跨度不小于 18m 时在厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道，天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑一道	
	上弦通长水平系杆	同非抗震设计	沿屋架跨度不大于 15m 设一道，但装配整体式屋面可不设； 围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部处可不另设	沿屋架跨度不大于 12m 设一道，但装配整体式屋面可不设； 围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部处可不另设
	下弦横向支撑		同非抗震设计	
	跨中竖向支撑			
	两端部高度 ≤ 900mm 竖向支撑	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及每隔 48m 各设一道
	屋架端部高度 > 900mm 支撑		厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道	厂房单元端开间、柱间支撑开间及每隔 30m 各设一道

续表

支撑名称		设 防 烈 度		
		6、7	8	9
天窗架支撑	天窗两侧竖向支撑	厂房单元天窗端开间及每隔 30m 各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 24m 各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔 18m 各设一道
	上弦横向支撑	同非抗震设计	天窗跨度 $\geq 9m$ 时, 厂房单元天窗端开间及柱间支撑开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道

木屋盖的支撑布置, 应符合表 7-3 的要求。钢屋架、瓦楞铁、石棉瓦等屋里的支撑可按表中无望板屋盖的规定设置, 不应在端开间设置下弦水平系杆与山墙连接; 支撑与屋架或天窗架应采用螺栓连接; 木天窗架的边柱, 宜采用通长木夹板或铁板并通过螺栓加强与屋架上弦的连接。

木屋盖的支撑布置

表 7-3

支撑名称		设 防 烈 度				
		6、7	8		9	
		各类屋盖	满铺望板		稀铺望板或无望板	满铺望板
无天窗	有天窗					
屋架支撑	上弦横向支撑	同非抗震设计	房屋单元两端天窗开洞范围内各设一道	屋架跨度大于6m时, 房屋单元两端第二开间及每隔20m设一道	屋架跨度大于6m时, 房屋单元两端第二开间各设一道	屋架跨度大于6m时, 房屋单元两端第二开间及每隔20m设一道
	下弦横向支撑	同非抗震设计				屋架跨度大于6m时, 房屋单元两端第二开间及每隔20m设一道
	跨中竖向支撑	同非抗震设计				隔间设置并加下弦通长水平系杆
天窗架支撑	天窗两侧竖向支撑	天窗两端第一开间各设一道			天窗两端第一开间及每隔20m左右各设一道	
	上弦横向支撑	跨度较大的天窗, 参照无天窗屋架的支撑布置				

### (3) 围护墙的布置

围护墙的布置应尽量均匀、对称。当厂房的一端设缝而不能布置横墙时,则另一端宜采用轻质挂板山墙。多跨厂房的砌体围护墙宜采用外贴式,不宜采用嵌砌式。否则,边柱列(嵌砌有墙)与中柱列(一般只有柱间支撑)的刚度相差悬殊,导致边跨屋盖因扭转效应过大而发生震害。厂房内部有砌体隔墙时,也不宜嵌砌于柱间,可采用与柱脱开或与柱柔性连接的构造处理方法,以避免局部刚度过大或形成短柱而引起震害。厂房端部宜设置屋架,不宜采用山墙承重。

钢结构厂房的围护墙,7、8度时宜采用轻质墙板或与柱柔性连接的钢筋混凝土墙板,不应采用嵌砌砌体墙;8度时尚应采取使墙体不妨碍厂房柱列沿纵向的水平位移;9度时宜采用轻质墙板。

单层钢筋混凝土柱厂房的围护墙宜采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板,外侧柱距为12m时应采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板;不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙宜采用轻质墙板,8、9度时应采用轻质墙板。

厂房围护墙、女儿墙的布置和构造,应符合有关对非结构构件抗震要求的规定。

### (4) 天窗架和屋架的选型

天窗架宜采用突出屋面较小的避风型天窗架,应优先选用抗震性能好的结构。突出屋面的天窗宜采用钢结构,6~8度时也可采用杆件截面为矩形的钢筋混凝土天窗架。天窗的侧板、端壁板与屋面板宜采用轻质板材,不宜采用大型屋面板。有条件时或9度区最好不要采用突出屋面的[[形天窗,而宜采用重心低的下沉式天窗。

厂房宜采用钢屋架或重心较低的预应力混凝土、钢筋混凝土屋架。当跨度不大于15m时,可采用钢筋混凝土屋面梁。在6~8度地震区可采用预应力混凝土或钢筋混凝土屋架,但在8度区Ⅲ、Ⅳ类场地和9度区,或屋架跨度大于24m时,宜采用钢屋架。

柱距为12m时,可采用预应力混凝土托架(梁);当采用钢屋架时,亦可采用钢托架(梁)。

有突出屋面天窗架的屋盖不宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土空腹屋架。

砖柱厂房的天窗不应通至厂房单元的端开间,且天窗不应采用端砖壁承重。

### (5) 柱的选型

柱子的结构形式,在8、9度地震区宜采用矩形、工字形或斜腹杆双肢柱,不宜采用薄壁工字形柱、腹板开孔柱、预制腹板的工字形柱和管柱,也不宜采用平腹杆双肢柱。柱底至室内地坪以上500mm范围内和阶形柱的上柱宜采用矩形截面,以增强这些部位的抗剪能力。

对砖柱厂房,6度和7度时,可采用十字形截面的无筋砖柱;8度和9度时

应采用组合砖柱,且中柱在 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时宜采用钢筋混凝土柱。

## 2. 抗震计算的一般原则

7 度Ⅰ、Ⅱ类场地,柱高不超过 10m 且结构单元两端均有山墙的单跨及等高多跨厂房(锯齿形厂房除外),当按抗震规范的规定采取抗震构造措施时,可不进行横向及纵向的截面抗震验算。

厂房抗震计算时,应根据屋盖高差和吊车设置情况,分别采用单质点、双质点或多质点模型计算地震作用。有吊车的厂房,当按平面框(排)架进行抗震计算时,对设置一层吊车的厂房,在每跨可取两台吊车,多跨时不多于四台。当按空间框架进行抗震计算时,吊车取实际台数。

轻质墙板或与柱柔性连接的预制钢筋混凝土墙板,应计入墙体的全部自重,但不应计入刚度。与柱贴砌且与柱拉结的砌体围护墙,应计入全部自重,在平行于墙体方向计算时可计入等效刚度,其等效刚度系数可根据柱列侧移的大小取 0.2~0.6 (详见后)。

一般单层厂房需要进行水平地震作用下的横向和纵向抗侧力构件的抗震强度验算。沿厂房横向的主要抗侧力构件是由柱、屋架(屋面梁)组成的排架和刚性横墙;沿厂房纵向的主要抗侧力构件是由柱、柱间支撑、吊车梁、连系梁组成的柱列和刚性纵墙。

在 8 度和 9 度地震区,对跨度大于 24m 的屋架,尚需考虑竖向地震作用。

8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时,对高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架应进行弹塑性变形验算。

按规范规定采取构造措施的单层砖柱厂房,当符合下列条件时,可不进行横向或纵向截面抗震验算;1) 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地,柱顶标高不超过 4.5m,且结构单元两端均有山墙的单跨及等高多跨砖柱厂房,可不进行横向和纵向抗震验算。2) 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地,柱顶标高不超过 6.6m,两侧设有厚度不小于 240mm 且开洞截面面积不超过 50% 的外纵墙、结构单元两端均有山墙的单跨厂房,可不进行纵向抗震验算。

## 3. 单层厂房的质量集中系数

房屋的质量一般是分布的。当采用有限自由度模型时,通常需把房屋的质量集中到楼盖或屋盖处;此时,当自由度数目较少时,特别是取单质点模型时,集中质量一般并不是简单地把质量“就近”向楼盖(屋盖)处堆成即可,若随意堆成则会引起较大的误差。将不同处的质量折算入总质量时需乘以的系数就是该处质量的质量集中系数。集中质量一般位于屋架下弦(柱顶)处。

质量集中系数应根据一定的原则确定。例如,计算结构的动力特性时,应根据“周期等效”的原则;计算结构的地震作用时,对于排架柱应根据柱底“弯矩相等”的原则,对于刚性剪力墙应根据墙底“剪力相等”的原则,经过换算分析后确定。下面以柱和吊车梁为例说明质量集中系数的确定方法。

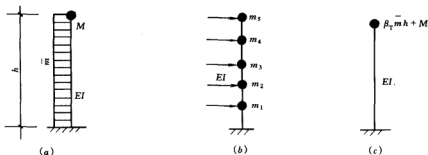


图 7-5 排架柱的质量集中系数计算简图

(a) 排架柱; (b) 等效多质点系; (c) 等效单质点系

取单跨对称厂房排架柱, 分别按多质点体系和相应的单质点体系进行对比计算, 如图 7-5 所示。计算时, 取柱和外贴墙沿高度的均布质量  $\bar{m} = (1000 \sim 3000) \text{ kg/m}$ , 屋盖集中质量  $M = (0 \sim 2) \bar{m}h$ , 其中  $h$  为计算模型的高度 (图 7-5)。图 7-5 中等效多质点体系中,  $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = \bar{m}h/5$ ,  $m_5 = \bar{m}h/10 + M$ 。排架柱的侧移刚度只考虑柱截面的弯曲变形刚度  $EI$  的影响。设单质点系的等效集中质量为  $\beta_T \bar{m}h + M$ , 其中  $\beta$  即为分布质量集中系数; 当按周期等效时, 记  $\beta = \beta_T$ ; 当按地震内力等效时, 记  $\beta = \beta_M$ 。

先计算周期等效时的分布质量集中系数  $\beta_T$ 。为此, 使多质点系与相应的单质点系的基本自振周期相等, 即可求得  $\beta_T$  如表 7-4 所示。

沿柱高的均布质量按周期等效时的分布质量集中系数  $\beta_T$  表 7-4

$M/\bar{m}h$		0	1.0	2.0
$\bar{m} \text{ (kg/m)}$	1000	0.252	0.247	0.246
	3000	0.250	0.247	0.246

实际上, 沿柱高的分布质量是非均匀分布的, 按此实际情况计算,  $\beta_T$  的变化也较小, 故近似取  $\beta_T = 0.25$ 。

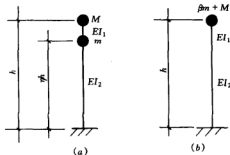


图 7-6 柱身集中质量移至柱顶的换算

下面再计算地震内力等效时的分布质量集中系数  $\beta_M$ 。计算结果表明, 按柱底弯矩等效时的分布质量集中系数  $\beta_M = 0.45 \sim 0.5$ ; 按柱底剪力等效时的分布质量集中系数  $\beta_V = 0.65 \sim 0.95$ 。对于排架柱, 抗弯强度计算是主要的, 因此在计算地震内力时, 取沿柱高分布质量的集中系数  $\beta = \beta_M = 0.5$ 。

类似地, 柱身某处的集中质量  $m$

(例如吊车梁), 也应该换算后移至柱顶。相应的计算简图示于图 7-6。换算后的质量记为  $\beta_m$ 。当吊车梁高度系数 (吊车梁高度与柱顶高度之比)  $\eta = 0.75 \sim 0.80$ , 屋盖集中质量  $M$  与吊车梁质量  $m$  之比  $M/m = 0 \sim 4$ , 上柱截面与下柱截面抗弯刚度之比  $EI_1/EI_2 = 0.5 \sim 1.0$  时, 按周期等效算出的换算系数  $\beta_T = 0.42 \sim 0.51$ , 按柱底弯矩等效算出的换算系数  $\beta_M = 0.77 \sim 0.81$ 。因此, 近似取  $\beta_T = 0.5$ ; 取  $\beta_M = 0.75$ 。

现将单层排架厂房墙、柱、吊车梁等质量集中于屋架下弦处时的质量集中系数汇总于表 7-5。高低跨交接柱上高跨一侧的吊车梁靠近低跨屋盖, 而将其质量集中于低跨屋盖时, 质量集中系数取 1.0。

单层排架厂房的质量集中系数

表 7-5

构件类型	弯曲型墙和柱	剪切型墙	柱上吊车梁
计算阶段			
计算自振周期时	0.25	0.35	0.50
计算地震作用效应时	0.50	0.70	0.75

## 7.2.2 横向抗震验算

### 1. 计算简图

单层厂房是空间结构, 一般来说, 厂房的横向抗震计算应考虑屋盖平面内的变形, 按图 7-7 所示的多质点空间结构计算。按平面排架计算时, 应把计算结果乘以调整系数, 以考虑空间工作和扭转的影响。以下主要讲按平面排架计算的方法。

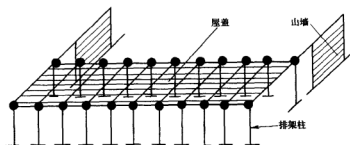


图 7-7 横向计算时的多质点空间结构模型

等高排架可简化为单自由度体系, 如图 7-8 所示。不等高排架, 可按不同高度处屋盖的数量和屋盖之间的连接方式, 简化成多自由度体系。例如, 当屋盖位于两个不同高度处时, 可简化为二自由度体系, 如图 7-9 所示。图 7-10 示出了在三个高度处有屋盖时的计算简图。应注意的是, 在图 7-10 中, 当  $H_1 = H_2$  时, 仍为三质点体系。



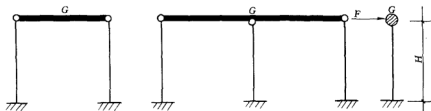


图 7-8 等高排架的计算简图

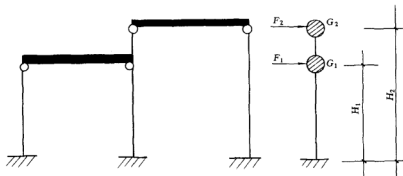


图 7-9 不等高排架的计算简图 (二质点体系)

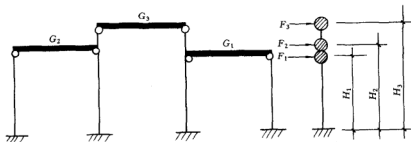


图 7-10 不等高排架的计算简图 (三质点体系)

(1) 计算自振周期时的质量集中

根据前述质量集中的原理, 在计算自振周期时, 各集中质量的重量可计算如下。

1) 等高厂房

图 7-8 中等高厂房的  $G_1$  的计算式为:

$$G_1 = 1.0G_{屋盖} + 0.5G_{吊车梁} + 0.25G_{柱} + 0.25G_{纵横}$$

(7-1)

2) 不等高厂房

图 7-9 中不等高厂房的  $G_1$  的计算式为:

$$G_1 = 1.0G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨吊车梁}} + 0.25G_{\text{低跨边柱}} + 0.25G_{\text{低跨纵墙}} \\ + 1.0G_{\text{高跨吊车梁(中柱)}} + 0.25G_{\text{中柱下柱}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \quad (7-2)$$

图 7-9 中不等高厂房的  $G_2$  的计算式为:

$$G_2 = 1.0G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨吊车梁(边跨)}} + 0.25G_{\text{高跨边柱}} + 0.25G_{\text{高跨外纵墙}} \\ + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \quad (7-3)$$

上面各式中,  $G_{\text{屋盖}}$  等均为重力荷载代表值(屋盖的重力荷载代表值包括作用于屋盖处的活荷载和檐墙的重力荷载代表值)。上面还假定高低跨交接柱上柱的各一半分别集中于低跨和高跨屋盖处。

高低跨交接柱的高跨吊车梁的质量可集中到低跨屋盖,也可集中到高跨屋盖,应以就近集中为原则。当集中到低跨屋盖时,如前所述,质量集中系数为 1.0;当集中到高跨屋盖时,质量集中系数为 0.5。

吊车桥架对排架的自振周期影响很小。因此,在计算自振周期时可不考虑其对质点质量的贡献。这样做一般是偏于安全的。

## (2) 计算地震作用时的质量集中

在计算地震作用时,各集中质量的重量可计算如下。

### 1) 等高厂房

图 7-8 中高等厂房的  $G_1$  的计算式为:

$$G_1 = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.75G_{\text{吊车梁}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{纵墙}} \quad (7-4)$$

### 2) 不等高厂房

图 7-9 中不等高厂房的  $G_1$  的计算式为:

$$G_1 = 1.0G_{\text{低跨屋盖}} + 0.75G_{\text{低跨吊车梁}} + 0.5G_{\text{低跨边柱}} + 0.5G_{\text{低跨纵墙}} \\ + 1.0G_{\text{高跨吊车梁(中柱)}} + 0.5G_{\text{中柱下柱}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \quad (7-5)$$

图 7-9 中不等高厂房的  $G_2$  的计算式为:

$$G_2 = 1.0G_{\text{高跨屋盖}} + 0.75G_{\text{高跨吊车梁(边跨)}} + 0.5G_{\text{高跨边柱}} + 0.5G_{\text{高跨外纵墙}} \\ + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \quad (7-6)$$

确定厂房的地震作用时,对设有桥式吊车的厂房,除将厂房重力荷载按前述弯矩等效原则集中于屋盖标高处外,还应考虑吊车桥架的重力荷载;如系硬钩吊车,尚应考虑最大吊重的 30%。一般是把某跨吊车桥架的重力荷载集中于该跨任一柱吊车梁的顶面标高处。如两跨不等高厂房均设有吊车,则在确定厂房地震作用时可按四个集中质点考虑(图 7-11)。应注意的是这种模型仅在计算地震作用时才能采用,在计算结构的动力特性(如周期等)时,是不能采用这种模型的。这是因为吊车桥架是局部质量,此局部质量不能有效地对整体结构的动力特性产生明显的影响。

## 2. 自振周期的计算

计算简图确定后,就可用前面讲过的方法计算基本自振周期。对单自由度体

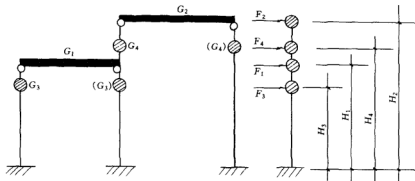


图 7-11 吊车桥架处理为质点

系，自振周期  $T$  的计算公式为：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (7-7)$$

其中  $m$  为质量， $K$  为刚度。

对多自由度体系，可用能量法计算基本自振周期  $T_1$ ，公式为：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n G_i u_i}} \quad (7-8)$$

其中， $m_i$  和  $G_i$  分别为第  $i$  质点的质量和重量， $u_i$  为在全部  $G_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ) 沿水平方向的作用下第  $i$  质点的侧移， $n$  为自由度数。

抗震规范规定，按平面排架计算厂房的横向地震作用时，排架的基本自振周期应考虑纵墙及屋架与柱连接的固结作用。因此，按上述公式算出的自振周期还应进行如下调整：由钢筋混凝土屋架或钢屋架与钢筋混凝土柱组成的排架，有纵墙时取周期计算值的 80%，无纵墙时取 90%。（砖柱厂房的相应调整方法见后。）

### 3. 排架地震作用的计算

#### (1) 底部剪力法

排架的地震作用可用前面讲过的方法计算。用底部剪力法计算地震作用时，总地震作用的标准值为：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (7-9)$$

其中， $\alpha_1$  为相应于基本周期  $T_1$  的地震影响系数； $G_{eq}$  为等效重力荷载代表值，单质点体系取全部重力荷载代表值，多质点体系取全部重力荷载代表值的 85%。当为二质点体系时，由于较为接近单质点体系， $G_{eq}$  也可取全部重力荷载代表值的 95%。

质点  $i$  的水平地震作用标准值为

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} \quad (7-10)$$

其中,  $G_i$  和  $H_i$  分别为第  $i$  质点的重力荷载代表值和至柱底的距离,  $n$  为体系的自由度数目。求出各质点的水平地震作用后, 就可用结构力学方法求出相应的排架内力。底部剪力法的缺点是很难反映高振型的影响。

## (2) 振型分解法

对较为复杂的厂房, 例如高低跨高度相差较大的厂房, 采用底部剪力法计算时, 由于不能反映高振型的影响, 误差较大。高低跨相交处柱牛腿的水平拉力主要由高振型引起, 此拉力的计算是底部剪力法无法实现的。在这些情况下, 就需要采用振型分解法。

采用振型分解法的计算简图与底部剪力法相同, 每个质点有一个水平自由度。用前面介绍过的振型分解法的标准过程, 就可求出各振型各质点处的水平地震作用, 从而求出各振型的地震内力。总的地震内力则为各振型地震内力的按平方和开方的组合。

对二质点的高低跨排架, 用柔度法计算较方便, 相应的振型分解法的计算步骤如下:

### 1) 计算平面排架各振型的自振周期、振型幅值和振型参与系数

记二质点的水平位移坐标分别为  $x_1$  和  $x_2$ , 其质量分别为  $m_1$  和  $m_2$ , 第一、二振型的圆频率分别为  $\omega_1$ 、 $\omega_2$ , 则有

$$\frac{1}{\omega_{1,2}^2} = \frac{1}{2} \left[ (m_1 \delta_{11} + m_2 \delta_{22}) \pm \sqrt{(m_1 \delta_{11} - m_2 \delta_{22})^2 + 4 m_1 m_2 \delta_{12} \delta_{21}} \right] \quad (7-11)$$

取  $\omega_1 < \omega_2$ , 则第一、二自振周期分别为

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}, \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} \quad (7-12)$$

记第  $i$  振型第  $j$  质点的幅值为  $X_{ij}$  ( $i, j = 1, 2$ ), 则有

$$\begin{aligned} X_{11} &= 1, \quad X_{12} = \frac{1 - m_1 \delta_{11} \omega_1^2}{m_2 \delta_{12} \omega_1^2} \\ X_{21} &= 1, \quad x_{22} = \frac{1 - m_1 \delta_{11} \omega_2^2}{m_2 \delta_{12} \omega_2^2} \end{aligned} \quad (7-13)$$

第一、二振型参与系数

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{m_1 X_{11} + m_2 X_{12}}{m_1 X_{11}^2 + m_2 X_{12}^2} \\ \gamma_2 &= \frac{m_1 X_{21} + m_2 X_{22}}{m_1 X_{21}^2 + m_2 X_{22}^2} \end{aligned} \quad (7-14)$$

### 2) 计算各振型的地震作用和地震内力

记第  $i$  振型第  $j$  质点的地震作用为  $F_{ij}$ , 则有

$$F_{ij} = \alpha_i \gamma_j X_{ij} G_j, \quad i, j = 1, 2 \quad (7-15)$$

即

$$\begin{aligned} F_{11} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{11} G_1 \\ F_{12} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{12} G_2 \\ F_{21} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{21} G_1 \\ F_{22} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{22} G_2 \end{aligned} \quad (7-16)$$

然后按结构力学方法求出各振型的地震内力。

### 3) 计算最终的地震内力

设某一内力  $S$  在第一振型的地震作用下的值为  $S_1$ , 在第二振型的地震作用下的值为  $S_2$ , 则该地震内力的最终值  $S_{\text{最终}}$  为

$$S_{\text{最终}} = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \quad (7-17)$$

### 4. 考虑空间工作和扭转影响的内力调整

显然, 上述计算仅考虑了单个平面排架。当厂房的布置引起明显的空间作用或扭转影响时, 应对前面求出的内力进行相应的调整。规范规定, 对于钢筋混凝土屋盖的单层钢筋混凝土柱厂房, 按上述方法确定基本自振周期且按平面排架计算排架柱的地震剪力和弯矩, 当符合下列要求时, 可考虑空间工作和扭转影响:

- 1) 7度和8度;
- 2) 厂房单元屋盖长度与总跨度之比小于8或厂房总跨度大于12m (其中屋盖长度指山墙到山墙的间距, 仅一端有山墙时, 应取所考虑排架至山墙的距离; 高低跨相差较大的不等高厂房, 总跨度可不包括低跨);
- 3) 山墙的厚度不小于240mm, 开洞所占的水平截面积不超过总面积的50%, 并与屋盖系统有良好的连接;
- 4) 柱顶高度不大于15m。

当符合上述要求时, 为考虑空间作用和扭转影响, 排架柱的弯矩和剪力应分别乘以相应的调整系数 (高低跨交接处的上柱除外), 调整系数的值可按表7-6采用。

钢筋混凝土柱 (除高低跨交接处上柱外) 考虑空间作用  
和扭转影响的效应调整系数

表 7-6

屋 盖	山 墙		屋 盖 长 度 (m)											
			≤30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混 凝土无 檩屋盖	两端 山墙	等高 厂房			0.75	0.75	0.75	0.8	0.8	0.8	0.85	0.85	0.85	0.9
		不等 高厂房			0.85	0.85	0.85	0.9	0.9	0.9	0.95	0.95	0.95	1.0
	一端山墙		1.05	1.15	1.2	1.25	1.3	1.3	1.3	1.3	1.35	1.35	1.35	1.35

续表

屋 盖	山 墙		屋 盖 长 度 (m)											
			≤30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混 凝土无 檩屋盖	两端 山墙	等高 厂房			0.8	0.85	0.9	0.95	0.95	1.0	1.0	1.05	1.05	1.1
		不等 高厂房			0.85	0.9	0.95	1.0	1.0	1.05	1.05	1.1	1.1	1.15
	一端山墙	1.0	1.05	1.1	1.1	1.15	1.15	1.15	1.2	1.2	1.2	1.25	1.25	

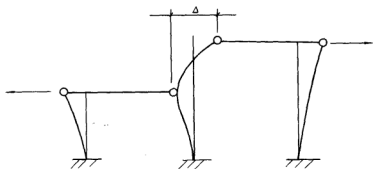


图 7-12 不等高排架的第二振型

## 5. 高低跨交接处上柱地震作用效应的调整

当排架按第二振型振动时，高跨横梁和低跨横梁的运动方向相反，使高低跨交接处上柱的两端之间产生了较大的相对位移  $\Delta$  (图 7-12)。由于上柱的长度一般较短，侧移刚度较大，故此处产生的地震内力也较大。按底部剪力法计算时，由于主要反映了第一振型的情况，算得的高低跨交接处上柱的地震内力偏小较多。因此，抗震规范规定，高低跨交接处的钢筋混凝土柱的支承低跨屋盖牛腿以上各截面，按底部剪力法求得的地震弯矩和剪力应乘以增大系数  $\eta$ ，其值可按下式采用：

$$\eta = \zeta \left( 1 + 1.7 \frac{n_b}{n_0} \cdot \frac{G_{E1}}{G_{Eh}} \right) \quad (7-18)$$

其中， $\zeta$  为不等高厂房高低跨交接处的空间工作影响系数，可按表 7-7 采用； $n_b$  为高跨的跨数； $n_0$  为计算跨数，仅一侧有低跨时应取总跨数，两侧均有低跨时应取总跨数与高跨跨数之和； $G_{E1}$  为集中于交接处一侧各低跨屋盖标高处的总重力荷载代表值； $G_{Eh}$  为集中于高跨柱顶标高处的总重力荷载代表值。

高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数 $\xi$ 

表 7-7

屋 盖	山 墙	屋 盖 长 度 (m)										
		≤36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混凝土 无檩屋盖	两端山墙		0.7	0.76	0.82	0.88	0.94	1.0	1.06	1.06	1.06	1.06
	一端山墙	1.25										
钢筋混凝土 有檩屋盖	两端山墙		0.9	1.0	1.05	1.1	1.1	1.15	1.15	1.15	1.2	1.2
	一端山墙	1.05										

## 6. 吊车桥架引起的地震作用效应增大系数

吊车桥架是一个较大的移动质量,在地震时往往引起厂房的强烈局部振动。因此,应考虑吊车桥架自重引起的地震作用效应,并乘以效应增大系数。按底部剪力法等简化方法计算时,计算步骤如下:

(1) 计算一台吊车对一根柱子产生的最大重力荷载  $G_c$ 。

(2) 计算该吊车重力荷载对一根柱子产生的水平地震作用。此时有两种计算方法。

1) 当桥架不作为一个质点时,该水平地震作用可近似按下式计算:

$$F_c = \alpha_1 G_c \frac{h_c}{H} \quad (7-19)$$

其中,  $F_c$  为吊车桥架引起的并作用于—根柱吊车梁顶面处的水平地震作用;  $\alpha_1$  为相应于排架基本周期  $T_1$  的地震影响系数;  $h_c$  为吊车梁顶面高度;  $H_c$  为吊车梁所在柱的高度。

2) 当桥架作为一个质点时,该处的水平地震作用可直接由底部剪力法求出。

(3) 按结构力学求地震作用效应(内力)。

(4) 将地震作用效应乘以表 7-8 所示的增大系数。

吊车桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数

表 7-8

屋盖类型	山 墙	边 柱	高低跨柱	其他中柱
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙	2.0	2.5	3.0
	一端山墙	1.5	2.0	2.5
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙	1.5	2.0	2.5
	一端山墙	1.5	2.0	2.0

## 7. 排架内力组合和构件强度验算

## (1) 内力组合

在抗震设计中,地震作用效应组合,是指与地震作用同时存在的其他重力荷载代表值引起的荷载效应的不利组合。在单层厂房排架的地震作用效应组合中,一般不考虑风荷载效应,不考虑吊车横向水平制动力引起的内力,也不考虑竖向

地震作用。从而可得单层厂房的地震作用效应组合的表达式为:

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} E_{hk} \quad (7-20)$$

其中,  $\gamma_G$  和  $\gamma_{Eh}$  分别为重力荷载代表值和水平地震作用的分项系数,  $C_G$  和  $C_{Eh}$  分别为重力荷载代表值和水平地震作用的效应系数,  $G_E$  和  $E_{hk}$  分别为重力荷载代表值和水平地震作用。当重力荷载效应对构件的承载力有利时 (例如, 柱为大偏心受压时, 轴力  $N$  可提高构件的承载力), 其分项系数  $\gamma_G$  应取 1.0。

这种地震荷载效应组合再与其他规定的荷载效应组合一起进行最不利组合。显然, 当地震作用效应组合引起的内力小于非抗震荷载组合时的内力时, 后者应控制设计。

### (2) 柱的截面抗震验算

排架柱一般按偏心受压构件验算其截面承载力。验算的一般表达式为

$$S \leq \frac{R}{\gamma_{RE}} \quad (7-21)$$

其中,  $S$  为截面的作用效应;  
 $R$  为相应的承载力设计值;  
 $\gamma_{RE}$  为承载力抗震调整系数,  
可按建筑抗震设计规范  
(GB5001—2001) 表 5.4.2 (本  
书表 3-16) 取用。

两个主轴方向柱距均不小于 12m、无桥式吊车且无柱间支撑的大柱网厂房, 柱截面验算时应同时考虑两个主轴方向的水平地震作用, 并应考虑位移引起的附加弯矩。

8 度和 9 度时, 高大山墙的抗风柱应进行平面外的截面抗震验算。

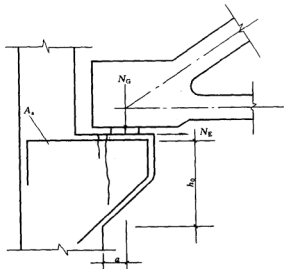


图 7-13 支承低跨屋盖的柱牛腿

柱的截面抗震验算可按前述框架柱的方法进行, 且应符合 § 7.3 节的构造要求。

### (3) 支承低跨屋盖牛腿的水平受拉钢筋抗震验算

为防止高低跨交接处支承低跨屋盖的牛腿在地震中竖向开裂 (如图 7-13 所示), 应按下式确定牛腿的水平受拉钢筋截面面积  $A_s$ :

$$A_s \geq \left( \frac{N_G a}{0.85 h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \gamma_{RE} \quad (7-22)$$

其中,  $N_G$  为柱牛腿面上重力荷载代表值产生的压力设计值;  $a$  为牛腿面上重力



作用点至下柱近侧边缘的距离,当小于  $0.3h_0$  时采用  $0.3h_0$ ;  $h_0$  为牛腿根部截面(最大竖向截面)的有效高度;  $N_E$  为柱牛腿面上地震组合的水平拉力设计值;  $\gamma_{RE}$  为承载力抗震调整系数,其值可采用 1.0。

#### (4) 其他部位的抗震验算

当抗风柱与屋架下弦相连接时,连接点应设在下弦横向支撑的节点处,并且应对下弦横向支撑杆件的截面和连接节点进行抗震承载力验算。

当工作平台和刚性内隔墙与厂房主体结构连接时,应采用与厂房实际受力相适应的计算简图,以考虑工作平台和刚性内隔墙对厂房的附加地震作用影响。

#### 8. 突出屋面的天窗架的横向抗震计算

实际震害表明,突出屋面的钢筋混凝土天窗架,其横向的损坏并不明显,计算分析表明,常用的钢筋混凝土带斜撑杆的三铰拱式天窗架的横向刚度很大,其位移与屋盖基本相同,故可把天窗架和屋盖作为一个质点(其重力为  $G_{\text{屋盖}}$ ,其中包括天窗架质点的重量  $G_{\text{天窗}}$ )按底部剪力法计算。设算得的作用在  $G_{\text{屋盖}}$  上的地震作用为  $F_{\text{屋盖}}$ ,则天窗架所受的地震作用  $F_{\text{天窗}}$  为

$$F_{\text{天窗}} = \frac{G_{\text{天窗}}}{G_{\text{屋盖}}} F_{\text{屋盖}} \quad (7-23)$$

然而,当 9 度时或天窗架跨度大于 9m 时,天窗架部分的惯性力将有所增大。这时若仍把天窗架和屋盖作为一个质点按底部剪力法计算,则天窗架的横向地震作用效应宜乘以增大系数 1.5,以考虑高振型的影响。

对钢天窗架的横向抗震计算也可采用底部剪力法。

对其他情况下的天窗架,可采用振型分解反应谱法计算其横向水平地震作用。

#### 9. 单层砖柱厂房的横向抗震计算

砖柱厂房可按平面排架计算。在计算结构的刚度时所用的方法,除柱应采用砌体的弹性模量之外,其他与前述方法基本相同。质量集中的方法也与前述相同。刚度和质量算出后,即可计算结构的基本自振周期,通常按单自由度体系计算即可。对计算出的基本自振周期,也需考虑纵墙及屋架与柱连接的固结作用加以调整,但采用的调整系数与前述不同。规范规定,按理论公式算出的砖柱厂房的自振周期还应进行如下调整:1) 由钢筋混凝土屋架或钢屋架与砖柱组成的排架,取周期计算值的 90%。2) 由木屋架、钢木屋架或轻钢屋架与砖柱组成的排架,取周期计算值。

排架集中质点处(柱顶)的水平地震作用  $F_{Ek}$  可按下式计算

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (7-24)$$

其中各符号的意义与前述相同。

当符合下列要求时,可考虑空间工作,对按平面排架计算的排架柱的地震剪力和弯矩加以调整:1) 采用钢筋混凝土屋盖或密铺望板的瓦木屋盖;2) 基本自

振周期是按上述方法确定；3) 7度或8度；4) 两端均有承重山墙；5) 山墙或承重（抗震）横墙的厚度不小于240mm，开洞所占的水平截面积不超过总面积的50%，并与屋盖系统有良好的连接；6) 山墙或承重（抗震）横墙的长度不宜小于其高度；7) 单元屋盖长度（山墙到山墙或承重（抗震）横墙的间距）与总跨度之比小于8或厂房总跨度大于12m。调整的方法是对排架柱的剪力和弯矩分别乘以表7-9所列的调整系数。

砖柱考虑空间作用的效应调整系数

表 7-9

屋盖类型	山墙或承重（抗震）横墙间距（m）										
	≤12	18	24	30	36	42	48	54	60	66	72
钢筋混凝土无檩屋盖	0.6	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.85	0.90	0.95	0.95	1.00
钢筋混凝土有檩屋盖 或密铺望板瓦木屋盖	0.65	0.70	0.75	0.80	0.90	0.95	0.95	1.00	1.05	1.05	1.10

偏心受压砖柱的抗震验算，应符合下列要求：1) 无筋砖柱由地震作用标准值和重力荷载代表值所产生的总偏心距，不宜超过0.9倍截面形心到轴向力所在方向截面边缘的距离；承载力抗震调整系数可采用0.9。2) 组合砖柱的配筋应按计算确定，承载力抗震调整系数可采用0.85。

### 7.2.3 纵向抗震验算

前面已经提及，单层厂房受纵向地震力作用时的震害是较严重的。因此，必须对单层厂房的纵向进行抗震计算。纵向抗震计算的目的在于：确定厂房纵向的动力特性和地震作用，验算厂房纵向抗侧力构件，如柱间支撑、天窗架纵向支撑等，在纵向水平地震力作用下的承载能力。

抗震规范规定，钢筋混凝土无檩和有檩屋盖及有较完整支撑系统的轻型屋盖厂房，其纵向抗震验算可采用下列方法：1) 一般情况下，宜考虑屋盖的纵向弹性变形、围护墙与隔墙的有效刚度以及扭转的影响，按多质点进行空间结构分析；2) 柱顶标高不大于15m且平均跨度不大于30m的单跨或等高多跨的钢筋混凝土柱厂房，宜采用修正刚度法计算。3) 纵向质量和刚度基本对称的钢筋混凝土屋盖等高厂房，可不考虑扭转的影响，采用振型分解反应谱法计算。

规范还规定，纵墙对称布置的单跨厂房和轻型屋盖的多跨厂房，可按柱列分片独立计算。

规范规定，对于钢柱厂房，当采用轻质墙板或与柱柔性连接的大型墙板时，其纵向可按单质点计算。此时，各柱列的地震作用应按以下原则分配：1) 采用钢筋混凝土无檩屋盖时，可按柱列刚度比例分配；2) 采用轻型屋盖时，可按柱列承受的重力荷载代表值的比例分配；3) 采用钢筋混凝土有檩屋盖时，可取上述两种分配结果的平均值。

## 1. 空间分析法

空间分析法适用于任何类型的厂房。屋盖模型化为有限刚度的水平剪切梁，各质量均堆聚成质点，堆聚的程度视结构的复杂程度以及需要计算的内容而定。一般需用计算机进行数值计算。

同一柱列的柱顶纵向水平位移相同，且仅关心纵向水平位移时，则可对每一纵向柱列只取一个自由度，把厂房连续分布的质量分别按周期等效原则（计算自振周期时）和内力等效原则（计算地震作用时）集中至各柱列柱顶处，并考虑柱、柱间支撑、纵墙等抗侧力构件的纵向刚度和屋盖的弹性变形，形成“并联多质点体系”的简化的空间结构计算模型，如图 7-14 所示。

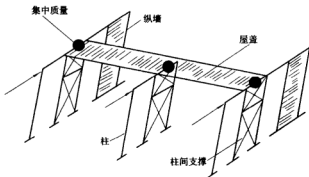


图 7-14 简化的空间结构计算模型

一般的空间结构模型，其结构特性由质量矩阵  $[M]$ 、代表各自由度处位移的位移向量  $\{X\}$  和相应的刚度矩阵  $[K]$  完全表示。可用前面讲过的振型分解法求解其地震作用。

下面对图 7-14 所示的简化的空间结构计算模型，给出其用振型分解法求解的步骤。

## (1) 柱列的侧移刚度和屋盖的剪切刚度

由图 7-14 的计算简图，可得柱列的侧移刚度为

$$K_i = \sum_{j=1}^m K_{c_{ij}} + \sum_{j=1}^n K_{b_{ij}} + \psi_k \sum_{j=1}^q K_{w_{ij}} \quad (7-25)$$

其中， $K_i$  为第  $i$  柱列的柱顶纵向侧移刚度； $K_{c_{ij}}$  为第  $i$  柱列第  $j$  柱的纵向侧移刚度； $K_{b_{ij}}$  为第  $i$  柱列第  $j$  片柱间支撑的侧移刚度； $K_{w_{ij}}$  为第  $i$  柱列第  $j$  柱间纵墙的纵向侧移刚度； $m$ 、 $n$ 、 $q$  分别为第  $i$  柱列中柱、柱间支撑、柱间纵墙的数目。

式 (7-25) 中的  $\psi_k$  为贴砌砖墙的刚度降低系数，对地震烈度为 7 度、8 度、和 9 度， $\psi_k$  的值可分别取 0.6、0.4 和 0.2。

## 1) 柱的侧移刚度

等截面柱的侧移刚度  $K_c$  为

$$K_c = \mu \frac{3E_c I_c}{H^3} \quad (7-26)$$

其中,  $E_c$  为柱混凝土的弹性模量;  $I_c$  为柱在所考虑方向的截面惯性矩;  $H$  为柱的高度;  $\mu$  为屋盖、吊车梁等纵向构件对柱侧移刚度的影响系数, 无吊车梁时,  $\mu = 1.1$ , 有吊车梁时,  $\mu = 1.5$ 。

变截面柱侧移刚度的计算公式参见有关设计手册, 但需注意考虑  $\mu$  的影响。

## 2) 纵墙的侧移刚度

对于砌体墙, 若弹性模量为  $E$ , 厚度为  $t$ , 墙的高度为  $H$ , 墙的宽度为  $B$ , 并取  $\rho = H/B$ , 同时考虑弯曲和剪切变形, 则对其顶部作用水平力的情况, 相应的刚度为

$$K_w = \frac{Et}{\rho^3 + 3\rho} \quad (7-27)$$

根据此公式, 可对如图 7-15 所示的受两个水平力作用的开洞砖墙计算其刚度矩阵。在这种情况下, 洞口把砖墙分为侧移刚度不同的若干层。在计算各层墙体的侧移刚度时, 对无窗洞的层可只考虑剪切变形 (也可同时考虑弯曲变形)。只考虑剪切变形时, 式 (7-27) 变为:

$$K_w = \frac{Et}{3\rho} \quad (7-28)$$

对有窗洞的层, 各窗间墙的侧移刚度可按式 (7-27) 计算, 即第  $i$  层第  $j$  段窗间墙的侧移刚度为

$$K_{wij} = \frac{Et_{ij}}{\rho_{ij}^3 + 3\rho_{ij}} \quad (7-29)$$

其中,  $t_{ij}$  和  $\rho_{ij}$  分别为相应墙的厚度和高宽比。

第  $i$  层墙的刚度为  $K_{wi} = \sum_j K_{wij}$ , 该层在单位水平力作用下的相对侧移为  $\delta_i = 1/K_{wi}$ 。因此, 墙体在单位水平力作用下的侧移等于有关各层砖墙的侧移之和。从而可得 (以图 7-15 为例):

$$\delta_{11} = \sum_{i=1}^4 \delta_i \quad (7-30)$$

$$\delta_{22} = \delta_{21} = \delta_{12} = \sum_{i=1}^3 \delta_i \quad (7-31)$$

对此柔度矩阵求逆, 即可得相应的刚度矩阵。

## 3) 柱间支撑的侧移刚度

柱间支撑桁架系统是由型钢斜杆和钢筋混凝土柱和吊车梁等组成, 是超静定结构。为了简化计算, 通常假定各杆相交处均为铰接, 从而得到静定铰接桁架的计算简图。同时略去截面应力较小的竖杆和水平杆的变形, 只考虑型钢斜杆的轴向变形。在同一高度的两根交叉斜杆中一根受拉、另一根受压; 受压斜杆与受拉

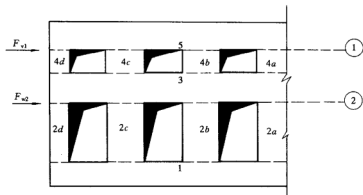


图 7-15 开洞砖墙的刚度计算

斜杆的应力比值因斜杆的长细比不同而不同。当斜杆的长细比  $\lambda > 200$  时, 压杆将较早地受压失稳而退出工作, 所以此时可仅考虑拉杆的作用。当  $\lambda < 200$  时, 压杆与拉杆的应力比值将是  $\lambda$  的函数; 显然,  $\lambda$  越小, 压杆参加工作的程度就越大。

因此, 在计算上可认为:  $\lambda > 150$  时为柔性支撑, 此时不计压杆的作用;  $40 \leq \lambda \leq 150$  时为半刚性支撑, 此时可以认为压杆的作用是使拉杆的面积增大为原来的  $(1 + \varphi)$  倍, 并且除此之外不再计及压杆的其他影响, 其中  $\varphi$  为压杆的稳定系数;  $\lambda < 40$  时为刚性支撑, 此时压杆与拉杆的应力相同。据此, 考虑柱间支撑有  $n$  层 (图 7-16 示出了三层的情况), 设柱间支撑所在柱间的净距为  $L$ , 从上面数起第  $i$  层的斜杆长度为  $L_i$ , 斜杆面积为  $A_i$ , 斜杆的弹性模量为  $E$ , 斜压杆的稳定系数为  $\varphi_i$ , 则可得出如下的柱间支撑系统的柔度和刚度的计算公式。

#### ① 柔性支撑的柔度和刚度 ( $\lambda > 150$ )

如图 7-16 所示, 此时斜压杆不起作用。相应于力  $F_1$  和  $F_2$  作用处的坐标 ( $F_1$  和  $F_2$  分别作用在顶层和第二层的顶面), 第  $i$  层拉杆的力为  $P_i = L_i/L$ , 从而可得支撑系统的柔度矩阵的各元素为:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EL^2} \sum_{i=1}^n \frac{L_i^3}{A_i} \quad (7-32)$$

$$\delta_{22} = \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{EL^2} \sum_{i=2}^n \frac{L_i^3}{A_i} \quad (7-33)$$

相应的刚度矩阵可由此柔度矩阵求逆而得。

#### ② 半刚性支撑 ( $40 \leq \lambda \leq 150$ )

此时斜拉杆等效面积为  $(1 + \varphi_i)$  倍  $A_i$ , 除此之外, 表观上不再计算斜压杆的影响。在顶部单位水平力作用下, 显然有

$$\delta_{11} = \frac{1}{EL^2} \sum_{i=1}^n \frac{L_i^3}{(1 + \varphi_i) A_i} \quad (7-34)$$

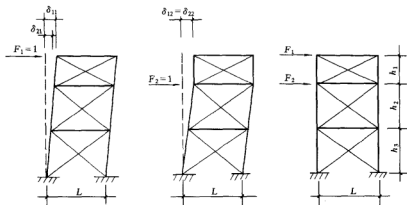


图 7-16 柱间支撑的柔度和刚度

$$\delta_{22} = \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{EL^2} \sum_{i=2}^n \frac{L_i^3}{(1 + \varphi_i) A_i} \quad (7-35)$$

③刚性支撑 ( $\lambda < 40$ )

此时有  $\varphi = 1$ , 故一个柱间支撑系统的柔度矩阵的元素为:

$$\delta_{11} = \frac{1}{2EL^2} \sum_{i=1}^n \frac{L_i^3}{A_i} \quad (7-36)$$

$$\delta_{22} = \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{2EL^2} \sum_{i=2}^n \frac{L_i^3}{A_i} \quad (7-37)$$

## ④屋盖的纵向水平剪切刚度

屋盖的纵向水平剪切刚度为

$$k_i = k_{i0} \frac{L_i}{l_i} \quad (7-38)$$

其中,  $k_i$  为第  $i$  跨屋盖的纵向水平剪切刚度;  $k_0$  为单位面积 ( $1\text{m}^2$ ) 屋盖沿厂房纵向的水平等效剪切刚度基本值, 当无可靠数据时, 对钢筋混凝土无檩屋盖可取  $2 \times 10^4 \text{kN/m}$ , 对钢筋混凝土有檩屋盖可取  $6 \times 10^3 \text{kN/m}$ ;  $L_i$  为厂房第  $i$  跨部分的纵向长度或防震缝区段长度;  $l_i$  为第  $i$  跨屋盖的跨度。

## (2) 结构的自振周期和振型

结构按某一振型振动时, 其振动方程为

$$-\omega^2 [m] \{X\} + [K] \{X\} = 0 \quad (7-39)$$

或写成下列形式:

$$[K]^{-1} [m] \{X\} = \lambda \{X\} \quad (7-40)$$

其中,  $\{X\} = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$  为质点纵向相对位移幅值列向量,  $n$  为质点数;  $[m] = \text{diag} [m_1, m_2, \dots, m_n]$  为质量矩阵;  $\omega$  为自由振动圆频率;  $\lambda = 1/\omega^2$  为矩阵  $[K]^{-1} [m]$  的特征值;  $[K]$  为刚度矩阵。

刚度矩阵  $[K]$  可表示为

$$[K] = [\bar{K}] + [k] \quad (7-41)$$

$$[\bar{K}] = \text{diag} [K_1, K_2, \dots, K_n] \quad (7-42)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & & & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & & \\ & \dots & \dots & \dots & \\ & & -k_{n-2} & k_{n-2} + k_{n-1} & -k_{n-1} \\ 0 & & & -k_{n-1} & k_{n-1} \end{bmatrix} \quad (7-43)$$

在上几式中,  $K_i$  为第  $i$  柱列 (与第  $i$  质点相应的) 所有柱的纵向侧移刚度之和;  $[\bar{K}]$  为由柱列侧移刚度  $K_i$  组成的刚度矩阵;  $[k]$  为由屋盖纵向水平剪切刚度  $k_i$  组成的刚度矩阵。

求解式 (7-40) 即可得自振周期向量  $\{T\}$  和振型矩阵  $[X]$ :

$$\{T\} = 2\pi [\sqrt{\lambda_1}, \sqrt{\lambda_2}, \dots, \sqrt{\lambda_n}] \quad (7-44)$$

$$[X] = [\{X_1\}, \{X_2\}, \dots, \{X_n\}] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{n1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{n2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{nn} \end{bmatrix} \quad (7-45)$$

(3) 各阶振型的质点水平地震作用

各阶振型的质点水平地震作用可用一个矩阵  $[F]$  表示:

$$[F] = g [m] [X] [\alpha] [\gamma] \quad (7-46)$$

其中,  $g$  为重力加速度;  $[\alpha] = \text{diag} [\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_s]$ ,  $\alpha_i$  为相应于自振周期  $T_i$  的地震影响系数,  $s$  为需要组合的振型数;  $[\gamma] = \text{diag} [\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_s]$ ,  $\gamma_i$  为各振型的振型参与系数:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i X_{ji}}{\sum_{i=1}^n m_i X_{ji}^2} \quad (7-47)$$

在式 (7-46) 中,  $[X]$  的表达式为

$$[X] = [\{X_1\}, \{X_2\}, \dots, \{X_s\}] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{s1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{s2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{sn} \end{bmatrix} \quad (7-48)$$

所以,  $[F]$  的第  $i$  个列向量为第  $i$  振型各质点的水平地震作用,  $i = 1, 2, \dots, s$ 。

(4) 各阶振型的质点侧移

各阶振型的质点侧移显然可表示为

$$[\Delta] = [K]^{-1} [F] \quad (7-49)$$

$[\Delta]$  的第  $i$  个列向量为第  $i$  振型各质点的水平侧移,  $i = 1, 2, \dots, s$ 。

(5) 柱列脱离体上各阶振型的柱顶地震力

各阶振型的质点侧移求出后, 由各构件或部分构件的刚度, 就可求出该构件或该部分构件所受的地震力。例如, 各柱列中由柱顶所承受的地震力  $[\bar{F}]$  为

$$[\bar{F}] = [\bar{K}] [\Delta] \quad (7-50)$$

其中,  $[\bar{F}]$  的第  $i$  行第  $j$  列的元素为第  $j$  振型第  $i$  质点柱列中所有柱承受的水平地震作用。

(6) 各柱列柱顶处的水平地震力

把所考虑的各振型的地震力进行组合 (用平方和开方的方法), 即得最后所求的柱列柱顶处的纵向水平地震力。

对于常见的两跨或三跨对称厂房, 可以利用结构的对称性把自由度的数目减至为 2 (如图 7-17 所示), 从而可用手算进行纵向抗震分析。

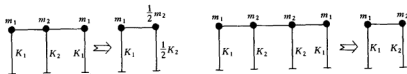


图 7-17 利用对称性减少结构的自由度数目

其他基于振型分解法的方法, 与上述基本相似。

## 2. 修正刚度法

此法是把厂房纵向视为一个单自由度体系, 求出总地震作用后, 再按各柱列的修正刚度, 把总地震作用分配到各柱列。此法适用于单跨或等高多跨钢筋混凝土无檩和有檩屋盖厂房。

(1) 厂房纵向的基本自振周期

1) 按单质点系确定

把所有的重力荷载代表值按周期等效原则集中到柱顶得结构的总质量。把所有的纵向抗侧力构件的刚度加在一起得厂房纵向的总侧向刚度。再考虑屋盖的变形, 引入修正系数  $\psi_T$ , 得计算纵向基本自振周期  $T_1$  的公式为:

$$T_1 = 2\pi\psi_T \sqrt{\frac{\sum G_i}{g \sum K_i}} \approx 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum G_i}{\sum K_i}} \quad (7-51)$$

其中,  $i$  为柱列序号;  $G_i$  为第  $i$  柱列集中到柱顶标高处的等效重力荷载代表值;  $K_i$  为第  $i$  柱列的侧移刚度, 可按式 (7-25) 计算;  $\psi_T$  为厂房的自振周期修正系数, 按表 7-10 采用。

$G_i$  的表达式为:



$$G_i = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.25(G_{\text{柱}} + G_{\text{山墙}}) + 0.35G_{\text{纵墙}} + 0.5(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}}) \quad (7-52)$$

钢筋混凝土屋盖厂房的纵向周期修正系数  $\psi_T$  表 7-10

纵向围护墙 \ 屋盖	无檩屋盖		有檩屋盖	
	边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
砖墙	1.45	1.50	1.60	1.65
无墙、石棉瓦、挂板	1.0	1.0	1.0	1.0

## 2) 按抗震规范方法确定

抗震规范规定,在计算单跨或等高多跨的钢筋混凝土柱厂房纵向地震作用时,在柱顶标高不大于 15m 且平均跨度不大于 30m 时,纵向基本周期  $T_1$  可按下列公式确定。

① 砖围护墙厂房,可按下列式计算:

$$T_1 = 0.23 + 0.00025\psi_1 l \sqrt{H^3} \quad (7-53)$$

其中,  $\psi_1$  为屋盖类型系数,对大型屋面板钢筋混凝土屋架可取 1.0,对钢屋架可取 0.85;  $l$  为厂房跨度 (单位为 m),多跨厂房可取各跨的平均值;  $H$  为基础顶面到柱顶的高度 (m)。

② 敞开、半敞开或墙板与柱子柔性连接的厂房,可按式 (7-53) 进行计算并乘以下列围护墙影响系数  $\psi_2$ :

$$\psi_2 = 2.6 - 0.002l \sqrt{H^3} \quad (7-54)$$

当算出的  $\psi_2$  小于 1.0 时应采用 1.0。

## (2) 柱列地震作用的计算

自振周期算出后,即可按底部剪力法求出总地震作用  $F_{Ek}$ :

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (7-55)$$

然后,把  $F_{Ek}$  按各柱列的刚度分配给各柱列。这时,为考虑屋盖变形的影响,需将侧移较大的中柱列的刚度乘以大于 1 的调整系数,将侧移较小的边柱列的刚度乘以小于 1 的调整系数。这些调整系数是根据对多种屋盖、跨度、跨数、有无砖墙等大量工况的对比计算结果确定的;并且在大致保持原结构总刚度不变的前提下,对中柱列偏于安全地加大了刚度调整系数,对边柱列则考虑到砖围护墙的潜力较大,适当减小了刚度调整系数。因此,对等高多跨钢筋混凝土屋盖的厂房,各纵向柱列的柱顶标高处的地震作用标准值为:

$$F_i = F_{Ek} \frac{K_{ai}}{\sum K_{ai}} \quad (7-56)$$

$$K_{ai} = \psi_3 \psi_4 K_i \quad (7-57)$$

在上几式中,  $F_i$  为第  $i$  柱列柱顶标高处的纵向地震作用标准值;  $\alpha_1$  为相应于厂

房纵向基本自振周期的水平地震影响系数;  $G_{eq}$  为厂房单元柱列总等效重力荷载代表值;  $K_i$  为第  $i$  柱列柱顶的总侧移刚度, 按式 (7-25) 计算;  $K_{ai}$  为第  $i$  柱列柱顶的调整侧移刚度;  $\psi_3$  为柱列侧移刚度的围护墙影响系数, 可按表 7-11 采用, 有纵向砖围护墙的四跨或五跨厂房, 由边柱列数起的第三柱列可按表内相应数值的 1.5 倍采用;  $\psi_4$  为柱列侧移刚度的柱间支撑影响系数, 纵向为砖围护墙时, 边柱列可采用 1.0, 中柱列可按表 7-12 采用。

厂房单元柱列总等效重力荷载代表值  $G_{eq}$ , 应包括屋盖的重力荷载代表值、70% 纵墙自重、50% 横墙与山墙自重及折算的柱自重 (有吊车时采用 10% 柱自重, 无吊车时采用 50% 柱自重)。用公式表示时, 即为: 对无吊车厂房

$$G_{eq} = 1.0 G_{屋盖} + 0.5 G_{柱} + 0.7 G_{纵墙} + 0.5 (G_{山墙} + G_{横墙}) \quad (7-58)$$

对有吊车厂房

$$G_{eq} = 1.0 G_{屋盖} + 0.1 G_{柱} + 0.7 G_{纵墙} + 0.5 (G_{山墙} + G_{横墙}) \quad (7-59)$$

柱列侧移刚度的围护墙影响系数  $\psi_3$ 

表 7-11

围护墙类别和烈度		柱列和屋盖类别				
240 砖墙	370 砖墙	边柱列	中 柱 列			
			无 檩 屋 盖		有 檩 屋 盖	
			边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
	7 度	0.85	1.7	1.8	1.8	1.9
7 度	8 度	0.85	1.5	1.6	1.6	1.7
8 度	9 度	0.85	1.3	1.4	1.4	1.5
9 度		0.85	1.2	1.3	1.3	1.4
无墙、石棉瓦或挂板		0.90	1.1	1.1	1.2	1.2

纵向采用砖围护墙的中柱列柱间支撑影响系数  $\psi_4$ 

表 7-12

厂房单元内设置下 柱支撑的柱间数	中柱列下柱支撑斜杆的长细比					中柱列无 支撑
	$\leq 40$	41 ~ 80	81 ~ 120	121 ~ 150	$> 150$	
一柱间	0.9	0.95	1.0	1.1	1.25	1.4
二柱间			0.9	0.95	1.0	

有吊车的等高多跨钢筋混凝土屋盖厂房, 根据地震作用沿厂房高度呈倒三角分布的假定, 柱列各吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值, 可按下式确定:

$$F_{ei} = \alpha_1 G_{ei} \frac{H_{ei}}{H_i} \quad (7-60)$$

其中,  $F_{ei}$  为第  $i$  柱列吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值;  $G_{ei}$  为集中于第  $i$  柱列吊车梁顶标高处的等效重力荷载代表值, 其计算式为

$$G_{ei} = 0.4 G_{柱} + 1.0 (G_{吊车梁} + G_{吊车桥}) \quad (7-61)$$

$H_{ci}$  为第  $i$  柱列吊车梁顶高度;  $H_i$  为第  $i$  柱列柱顶高度。

### (3) 构件地震作用的计算

柱列的地震作用算出后, 就可将此地震作用按刚度比例分配给柱列中的各个构件。

#### 1) 作用在柱列柱顶高度处水平地震作用的分配

按式 (7-56) 算出的第  $i$  柱列柱顶高度处的水平地震作用  $F_i$ , 可按刚度分配给该柱列中的各柱、支撑和砖墙。前面已算出柱列  $i$  的总刚度为  $K_i$ , 则可得如下公式。

在第  $i$  柱列中, 刚度为  $K_{cij}$  的柱  $j$  所受的地震力  $F_{cij}$  为

$$F_{cij} = \frac{K_{cij}}{K_i} F_i \quad (7-62)$$

刚度为  $K_{bij}$  的第  $j$  柱间支撑所受的地震力  $F_{bij}$  为

$$F_{bij} = \frac{K_{bij}}{K_i} F_i \quad (7-63)$$

刚度为  $K_{wij}$  的第  $j$  纵墙所受的地震力  $F_{wij}$  为

$$F_{wij} = \frac{\psi_k K_{wij}}{K_i} F_i \quad (7-64)$$

其中  $\psi_k$  为贴砌砖墙的刚度降低系数。

#### 2) 柱列吊车梁顶标高处的纵向水平地震作用的分配

第  $i$  柱列作用于吊车梁顶标高处的纵向水平地震作用  $F_{ci}$ , 因偏离砖墙较远, 故不计砖墙的贡献, 并认为主要由柱间支撑承担。为简化计算, 对中小型厂房, 可近似取相应的柱刚度之和等于 0.1 倍柱间支撑刚度之和。由此可得如下公式。

对于第  $i$  柱列, 一根柱子所分担的吊车梁顶标高处的纵向水平地震作用  $F_{ci1}$  为 ( $n$  为柱子的根数, 并且认为各柱所分得的价值相同):

$$F_{ci1} = \frac{1}{11n} F_{ci} \quad (7-65)$$

刚度为  $K_{bj}$  的一片柱间支撑所分担的吊车梁顶标高处的纵向水平地震作用  $F_{bi1}$  为

$$F_{bi1} = \frac{K_{bj}}{1.1 \sum K_{bj}} F_{ci} \quad (7-66)$$

其中  $\sum K_{bj}$  为第  $i$  柱列所有柱间支撑的刚度之和。

### 3. 柱列法

对纵墙对称布置的单跨厂房和采用轻型屋盖的多跨厂房, 可用柱列法计算。此法以跨度中线划界, 取各柱列独立进行分析, 使计算得到简化。

第  $i$  柱列沿厂房纵向的基本自振周期为

$$T_{i1} = 2\psi_T \sqrt{\frac{G_i}{K_i}} \quad (7-67)$$

其中,  $\psi_T$  为考虑厂房空间作用的周期修正系数, 对单跨厂房, 取  $\psi_T = 1.0$ , 对多跨厂房按表 7-13 采用;  $G_i$  和  $K_i$  的定义与前述相同, 即,  $G_i$  可按式 (7-52) 计算,  $K_i$  可按式 (7-25) 计算。

柱列法自振周期修正系数  $\psi_T$ 

表 7-13

围 护 墙	天窗或支撑		边柱列	中柱列
石棉瓦、挂板或无墙	有支撑	边跨无天窗	1.3	0.9
		边跨有天窗	1.4	0.9
	无柱间支撑		1.15	0.85
砖 墙	有支撑	边跨无天窗	1.60	0.9
		边跨有天窗	1.65	0.9
	无柱间支撑		2	0.85

作用于第  $i$  柱列柱顶的纵向水平地震作用标准值  $F_i$ , 可按底部剪力法计算:

$$F_i = \alpha_1 \bar{G}_i \quad (7-68)$$

其中,  $\alpha_1$  为相应于  $T_{i1}$  的地震影响系数;  $\bar{G}_i$  为按内力等效原则而集中于第  $i$  柱列柱顶的重力荷载代表值, 其计算式为

$$\bar{G}_i = 1.0 G_{屋盖} + 0.5 (G_{柱} + G_{山墙}) + 0.7 G_{纵墙} + 0.75 (G_{吊车梁} + G_{吊车桥}) \quad (7-69)$$

$F_i$  算出后, 即可按该柱列各抗侧力构件的刚度比例, 把  $F_i$  分配到各构件, 相应的计算方法参见前面 (2) 之 2) 节。

#### 4. 拟能量法

此法适用于不等高的钢筋混凝土弹性屋盖厂房。

##### (1) 基本自振周期的计算

可按能量法计算基本自振周期。以一个抗震缝区段作为计算单元。各个不同的柱顶高度处作为质量的集中点, 对有较大吨位的厂房, 还应在支承吊车梁顶面标高处增设一个质点。以各跨的中心线作为划分质量的分界线, 墙柱等支承结构的重量换算集中到各柱列的柱顶高度处。基本周期  $T_1$  的计算公式为:

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n G_{ai} u_i^2}{\sum_{i=1}^n G_{ai} u_i}} \quad (7-70)$$

其中,  $\psi_T$  为周期折减系数, 可按前面的方法取值;  $G_{ai}$  为第  $i$  质点的等效重力荷载 (N);  $u_i$  为在全部  $G_{ai}$  的纵向水平作用下 ( $i = 1, \dots, n$ ) 质点  $i$  的纵向水平位移 (m)。

计算  $G_{ai}$  时, 应按下列方法进行调整。对于靠边跨的第一中柱列柱顶高度处

的质点, 应取

$$G_{ai} = \psi_i G_{1i} \quad (7-71)$$

其中,  $\psi_i$  为靠边跨第一中柱列质量调整系数, 按表 7-14 取值;  $G_{1i}$  为相应的调整前的等效重力荷载。对于边柱列柱顶高度处质点, 应取

$$G_{ai} = G_i + (1 - \psi_i) G_{1i} \quad (7-72)$$

其中  $G_i$  为该处调整前的等效重力荷载。

柱列质点质量调整系数  $\psi_i$  的值

表 7-14

240 砖墙	370 砖墙	钢筋混凝土无檩屋盖		钢筋混凝土有檩屋盖	
		边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
	7 度	0.55	0.60	0.65	0.70
7 度	8 度	0.65	0.70	0.75	0.80
8 度	9 度	0.70	0.75	0.80	0.85
9 度		0.75	0.80	0.85	0.90
无墙、石棉瓦、瓦楞铁或挂板		0.90	0.90	1.00	1.00

各质点的调整前的等效重力荷载, 可按如下方法计算。

1) 集中于柱列柱顶高度处的质点

①边柱列

无吊车或有较小吨位吊车时:

$$G_1 = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{横墙}} + 0.7G_{\text{纵墙}} + 0.75(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}})$$

有较大吨位吊车时:

$$G_1 = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.1G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{横墙}} + 0.7G_{\text{纵墙}}$$

②中柱列

a) 无吊车或有较小吨位吊车时:

高跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{横墙}} + 0.7G_{\text{纵墙}} + 0.9(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}})_{\text{高跨}} + 0.7(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}})_{\text{低跨}} + 0.5G_{\text{悬墙}}$$

高低跨交接处的低跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.75(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}})_{\text{低跨}} + 0.5G_{\text{悬墙}}$$

非高低跨交接处的低跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{横墙}} + 0.7G_{\text{纵墙}} + 0.75(G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}})_{\text{低跨}}$$

b) 有较大吨位吊车时:

高跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.1G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{横墙}} + 0.7G_{\text{纵墙}} + 0.5G_{\text{悬墙}}$$

高低跨交接处的低跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{屋盖} + 0.5G_{基墙}$$

非高低跨交接处的低跨柱顶处:

$$G_{ai} = 1.0G_{屋盖} + 0.1G_{柱} + 0.5G_{横墙} + 0.7G_{纵墙}$$

2) 集中于吊车梁顶面处的质点

$$G_{ai} = 0.4G_{柱} + 1.0(G_{吊车梁} + G_{吊车桥})$$

(2) 柱列地震作用

1) 作用于第  $i$  柱列 (脱离体) 柱顶标高处的纵向水平地震作用

①一般柱列:

$$F_i = \alpha_1 G_{ai} \quad (7-73)$$

②高低跨交界处柱列:

a) 高跨质点处:

$$F_{i高} = \alpha_1 (G_{ai高} + G_{ai低}) \frac{G_{ai高}H_{i高}}{G_{ai高}H_{i高} + G_{ai低}H_{i低}}$$

b) 低跨质点处:

$$F_{i低} = \alpha_1 (G_{ai高} + G_{ai低}) \frac{G_{ai低}H_{i低}}{G_{ai高}H_{i高} + G_{ai低}H_{i低}}$$

2) 作用于吊车梁顶面标高处的纵向水平地震作用

当有较大吨位吊车时, 作用于吊车梁顶面标高处的纵向水平地震作用可按式 (7-60) 计算。

求出柱列的地震作用后, 可按前述方法把柱列地震作用分配至各个构件。

5. 柱间支撑的抗震验算及设计

柱间支撑的截面验算是单层厂房纵向抗震计算的主要目的。规范规定, 斜杆长细比不大于 200 的柱间支撑在单位侧向力作用下的水平位移, 可按下式确定:

$$u = \sum \frac{1}{1 + \varphi_i} u_{ti} \quad (7-74)$$

其中,  $u$  为单位侧向力作用点的侧向位移;  $\varphi_i$  为第  $i$  节间斜杆的轴心受压稳定系数 (按现行国家标准《钢结构设计规范》采用);  $u_{ti}$  为在单位侧向力作用下第  $i$  节间仅考虑拉杆受力的相对位移。

对于长细比小于 200 的斜杆截面, 可仅按抗拉要求验算, 但应考虑压杆的卸载影响。验算公式为

$$N_{bi} \leq Af / \gamma_{RE} \quad (7-75)$$

$$N_{bi} = \frac{l_i}{(1 + \varphi_i \psi_c) L} V_{bi} \quad (7-76)$$

其中,  $N_{bi}$  为第  $i$  节间支撑斜杆抗拉验算时的轴向拉力设计值;  $l_i$  为第  $i$  节间斜杆的全长;  $\psi_c$  为压杆卸载系数 (压杆长细比为 60、100 和 200 时, 可分别采用 0.7、0.6 和 0.5);  $V_{bi}$  为第  $i$  节间支撑承受的地震剪力设计值;  $L$  为支撑所在柱间的净距。

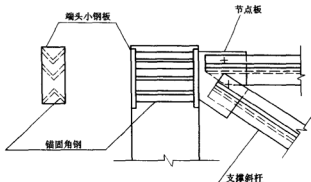


图 7-18 支撑与柱的连接

无贴砌墙的纵向柱列，上柱支撑与同列下柱支撑宜等强设计。

柱间支撑端节点预埋板的锚件宜采用角钢加端板（图 7-18）。此时，其截面抗震承载力宜按下列公式验算：

$$N \leq \frac{0.7}{\gamma_{RE} \left( \frac{\sin \theta}{V_{d0}} + \frac{\cos \theta}{\psi N_{d0}} \right)} \quad (7-77)$$

$$V_{d0} = 3n\zeta_r \sqrt{W_{\min} b f_a f_c} \quad (7-78)$$

$$N_{d0} = 0.8\eta_f A_s \quad (7-79)$$

其中， $N$  为预埋板的斜向拉力，可采用按全截面屈服强度计算的支撑斜杆轴向力的 1.05 倍； $\gamma_{RE}$  为承载力抗震调整系数，可采用 1.0； $\theta$  为斜向拉力与其水平投影的夹角； $n$  为角钢根数； $b$  为角钢肢宽； $W_{\min}$  为与剪力方向垂直的角钢最小截面模量； $A_s$  为一根角钢的截面面积； $f_a$  为角钢抗拉强度设计值。

柱间支撑端节点预埋板的锚件也可采用锚筋。此时，其截面抗震承载力宜按下列公式验算：

$$N \leq \frac{0.8f_y A_s}{\gamma_{RE} \left( \frac{\cos \theta}{0.8\zeta_m \psi} + \frac{\sin \theta}{\zeta_r \zeta_v} \right)} \quad (7-80)$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0.6e_0}{\zeta_r s}} \quad (7-81)$$

$$\zeta_m = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (7-82)$$

$$\zeta_v = (4 - 0.08d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (7-83)$$

在上几式中， $A_s$  为锚筋总截面面积； $e_0$  为斜向拉力对锚筋合力作用线的偏心距，

应小于外排锚筋之间距离的 20% (mm);  $\psi$  为偏心影响系数;  $s$  为外排锚筋之间的距离 (mm);  $\zeta_m$  为预埋板弯曲变形影响系数;  $t$  为预埋板厚度 (mm);  $d$  为锚筋直径 (mm);  $\zeta_r$  为验算方向锚筋排数的影响系数, 二、三和四排可分别采用 1.0、0.9 和 0.85;  $\zeta_v$  为锚筋的受剪影响系数, 大于 0.7 时应采用 0.7。

#### 6. 突出屋面天窗架的纵向抗震计算

突出屋面的天窗架的纵向抗震计算, 一般情况下可采用空间结构分析法, 并考虑屋盖平面弹性变形和纵墙的有效刚度。

对柱高不超过 15m 的单跨和等高多跨钢筋混凝土无檩屋盖厂房的突出屋面的天窗架, 可采用底部剪力法计算其地震作用, 但此地震作用效应应乘以效应增大系数。效应增大系数  $\eta$  的取值为:

- 1) 对单跨、边跨屋盖或有纵向内隔墙的中跨屋盖, 取

$$\eta = 1 + 0.5n \quad (7-84)$$

其中  $n$  为厂房跨数, 超过四跨时取四跨。

- 2) 对其他中跨屋盖, 取

$$\eta = 0.5n \quad (7-85)$$

#### 7. 单层砖柱厂房的纵向抗震验算

##### (1) 空间分析法

采用钢筋混凝土屋盖的厂房, 其纵向柱列受到屋盖的牵制而形成空间结构, 故一般可采用空间结构力学模型进行纵向抗震分析。计算方法与钢筋混凝土柱厂房的纵向空间分析法基本相同。

##### (2) 修正刚度法

修正刚度法适用于钢筋混凝土屋盖 (无檩或有檩) 等高多跨单层砖柱厂房的纵向抗震验算。纵向基本自振周期可按下式计算:

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum G_i}{\sum K_i}} \quad (7-86)$$

其中,  $\psi_T$  为周期修正系数, 按表 7-15 采用;  $K_i$  为第  $i$  柱列的侧移刚度;  $G_i$  为第  $i$  柱列的按周期相等的原则换算到柱顶或墙顶处集中重力荷载代表值, 算法与前述相同, 其表达式为

$$G_i = 1.0 (G_{\text{屋盖}} + 0.5 G_{\text{雪}} + 0.5 G_{\text{积灰}}) + 0.25 G_{\text{柱}} + 0.25 G_{\text{山墙}} + 0.35 G_{\text{纵墙}} \quad (7-87)$$

砖柱厂房纵向基本自振周期修正系数  $\psi_T$  表 7-15

屋盖类型	钢筋混凝土无檩屋盖		钢筋混凝土有檩屋盖	
	边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
周期修正系数	1.3	1.35	1.4	1.45

. 第  $i$  柱列侧移刚度  $K_i$  的算法与式 (7-25) 基本相同, 但有以下几点不同:



1) 由于砖柱厂房的纵墙完全起抗侧力作用(非贴砌),故须取砖墙的刚度降低系数  $\psi_k = 1.2$ ) 只有独立砖柱才能作为柱计算其抗侧刚度。带壁柱墙中的壁柱不能作为柱计算其刚度。带壁柱墙作为整体应按墙计算其抗侧刚度,此时,可近似地按截面相等原则将其换算成矩形截面。3) 显然,在计算砖柱的侧移刚度时,应采用相应砌体的弹性模量,并且可取式(7-26)中的影响系数  $\mu = 1$ 。

单层砖柱厂房纵向总水平地震作用标准值可按下式计算:

$$F_{Ek} = \alpha_1 \sum \bar{G}_i \quad (7-88)$$

其中,  $\alpha_1$  为相应于纵向基本自振周期  $T_1$  的地震影响系数;  $\bar{G}_i$  为按照柱列底部剪力相等原则,第  $i$  柱列换算集中到墙顶处的重力荷载代表值,其计算式为

$$\bar{G}_i = 1.0 (G_{屋盖} + 0.5 G_{雪} + 0.5 G_{积灰}) + 0.5 G_{柱} + 0.5 G_{山墙} + 0.7 G_{纵墙} \quad (7-89)$$

沿厂房纵向第  $i$  柱列上端的水平地震作用  $F_i$  可按下式计算:

$$F_i = \frac{\psi_i K_i}{\sum_j \psi_j K_j} F_{Ek} \quad (7-90)$$

其中  $\psi_i$  为反映屋盖水平变形影响的柱列刚度调整系数,根据屋盖类型和各柱列的纵墙设置情况,按表 7-16 采用。

砖柱厂房柱列刚度调整系数

表 7-16

纵墙设置情况	屋 盖 类 型			
	钢筋混凝土无檩屋盖		钢筋混凝土有檩屋盖	
	边柱列	中柱列	边柱列	中柱列
砖柱敞棚	0.95	1.1	0.9	1.6
各柱列均为带壁柱砖墙	0.95	1.1	0.9	1.2
边柱列为带壁柱砖墙	中柱列的纵墙不少于 4 开间	0.7	1.4	0.75
中柱列为带壁柱砖墙	中柱列的纵墙少于 4 开间	0.6	1.8	0.65

### (3) 柱列法

当砖柱厂房为纵墙对称布置的单跨厂房或具有轻型屋盖的多跨厂房时,各柱列或具有相同的位移,或相互间联系较弱。这时,可把厂房沿每跨的纵向中线切开,对每个柱列分别进行抗震分析,这种分析方法就称为柱列法。

第  $i$  柱列的纵向自振周期按下式计算:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{K_i}} \approx 2\sqrt{\frac{G_i}{K_i}} \quad (7-91)$$

其中  $G_i$  和  $K_i$  的定义和计算方法与前述砖柱厂房的修正刚度法相同。

第  $i$  柱列柱顶的水平地震作用  $F_i$  可按底部剪力法计算如下:

$$F_i = \alpha_1 \bar{G}_i \quad (7-92)$$

其中,  $\alpha_1$  为相应于  $T_1$  的地震影响系数;  $\bar{G}_i$  的定义与前述相同,仍按式(7-89)计算。

## § 7.3 抗震构造措施和连接的计算要求

### 7.3.1 钢筋混凝土厂房

#### 1. 屋盖

有檩屋盖构件的连接应符合下列要求：1) 檩条应与混凝土屋架（屋面梁）焊牢，并应有足够的支承长度；2) 双脊檩应在跨度  $1/3$  处相互拉结；3) 压型钢板应与檩条可靠连接，瓦楞铁、石棉瓦等应与檩条拉结。

无檩屋盖构件的连接，应符合下列要求：1) 大型屋面板应与混凝土屋架（屋面梁）焊牢，靠柱列的屋面板与屋架（屋面梁）的连接焊缝长度不宜小于  $80\text{mm}$ ，焊缝厚度不宜小于  $6\text{mm}$ ；2) 6度和7度时，有天窗厂房单元的端开间，或8度和9度时各开间，宜将垂直屋架方向两侧相邻的大型屋面板的顶面彼此焊牢；3) 8度和9度时，大型屋面板端头底面的预埋件宜采用带槽口的角钢并与主筋焊牢（图 7-19）；4) 非标准屋面板宜采用装配整体式接头，或将板四角切掉后与混凝土屋架（屋面梁）焊牢；5) 屋架（屋面梁）端部顶面预埋件的锚筋，8度时不宜小于  $4\phi 10$ ，9度时不宜少于  $4\phi 12$ 。

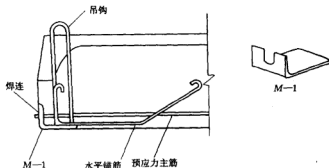


图 7-19 大型屋面板主肋端部构造

屋盖支撑还应符合下列要求：1) 天窗开洞范围内，在屋架脊点处应设上弦通长水平压杆。2) 屋架跨中竖向支撑在跨度方向的间距，6~8度时不大于  $15\text{m}$ ，9度时不大于  $12\text{m}$ ；当仅在跨中设一道时，应设在跨中屋架屋脊处；当设二道时，应在跨度方向均匀布置。3) 屋架上、下弦通长水平系杆与竖向支撑宜配合设置。4) 柱距不小于  $12\text{m}$  且屋架间距  $6\text{m}$  的厂房，托架（梁）区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑。5) 屋盖支撑杆件宜用型钢。

屋盖支撑桁架的腹杆与弦杆连接的承载力，不宜小于腹杆的承载力。屋架竖向支撑桁架应能传递和承受屋盖的水平地震作用。

突出屋面的钢筋混凝土天窗架,其两侧墙板与天窗立柱宜采用螺栓连接(图7-20)。采用焊接等刚性连接方式时,由于缺乏延性,会造成应力集中而加重震害。

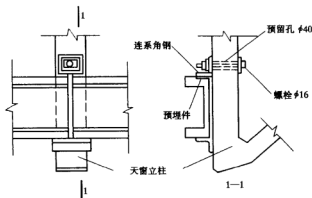


图 7-20 侧板与天窗立柱的螺栓柔性连接

钢筋混凝土屋架的截面和配筋,应符合下列要求: 1) 屋架上弦第一节间和梯形屋架端竖杆的配筋, 6 度和 7 度时不宜少于  $4\phi 12$ , 8 度和 9 度时不宜少于  $4\phi 14$ 。2) 梯形屋架的端竖杆截面宽度宜与上弦宽度相同。3) 屋架上弦端部支撑屋面板的小立柱的截面不宜小于  $200\text{mm} \times 200\text{mm}$ , 高度不宜大于  $500\text{mm}$ , 主筋宜采用  $\Pi$  形, 6 度和 7 度时不宜少于  $4\phi 12$ , 8 度和 9 度时不宜少于  $4\phi 14$ ; 箍筋可采用  $\phi 6$ , 间距宜为  $100\text{mm}$ 。

## 2. 柱

厂房柱子的箍筋, 应符合下列要求:

1) 下列范围内柱的箍筋应加密: ①柱头, 到柱顶以下  $500\text{mm}$  并不小于柱截面长边尺寸; ②上柱, 取阶形柱自牛腿面至吊车梁顶面以上  $300\text{mm}$  高度范围内; ③牛腿(柱肩), 取全高; ④柱根, 取下柱柱底至室内地坪以上  $500\text{mm}$ ; ⑤柱间支撑与柱连接节点, 到节点上、下各  $300\text{mm}$ 。

2) 加密区箍筋间距不应大于  $100\text{mm}$ , 箍筋肢距和最小直径应符合表 7-17 的规定。

柱加密区箍筋最大肢距和最小箍筋直径

表 7-17

烈度和场地类别		6 度和 7 度 I、 II 类场地	7 度 III、IV 类场地 和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类 场地和 9 度
箍筋最大肢距 (mm)		300	250	200
箍筋的最小直径	一般柱头和柱根	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 8$ ( $\phi 10$ )
	角柱柱头	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 10$
	上柱、牛腿和有支撑的柱根	$\phi 8$	$\phi 8$	$\phi 10$
	有支撑的柱头和柱变位受约束的部位	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 10$

注: 括号内数值用于柱根。

山墙抗风柱的配筋,应符合下列要求:1)抗风柱柱顶以下 300mm 和牛腿(柱肩)面以上 300mm 范围内的箍筋,直径不宜小于 6mm,间距不应大于 100mm,肢距不宜大于 250mm。2)抗风柱的变截面牛腿(柱肩)处,宜设置纵向受拉钢筋。

大柱网厂房柱的截面和配筋构造,应符合下列要求:1)柱截面宜采用正方形或接近正方形的矩形,边长不宜小于柱全高的  $1/18 \sim 1/16$ 。2)重屋盖厂房考虑地震组合的柱轴压比,6、7 度时不宜大于 0.8,8 度时不宜大于 0.7,9 度时不宜大于 0.6。3)纵向钢筋宜沿柱截面周边对称配置,间距不宜大于 200mm,角部宜配置直径较大的钢筋。4)柱头和柱根的箍筋应加密,并应符合下列要求:加密范围,柱根取基础顶面至室内地坪以上 1m,且不小于柱全高的  $1/6$ ;柱头取柱顶以下 500mm,且不小于柱截面长边尺寸。5)箍筋末端应设  $135^\circ$  弯钩,且平直段的长度不应小于箍筋直径的 10 倍。

当铰接排架侧向受约束,且约束点至柱顶的长度  $l$  不大于柱截面在该方向边长的两倍(排架平面:  $l \leq 2h$ ; 垂直排架平面:  $l \leq 2b$ ) 时,柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求:1)柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度,宜取柱顶的截面高度  $h$ ,但在任何情况下不得小于  $h/2$  及 300mm。2)柱顶轴向力在排架平面内的偏心距  $e_0$  在  $h/6 \sim h/4$  范围内时,柱顶箍筋加密区的箍筋体积配筋率不宜小于下列规定:一级抗震等级为 1.2%;二级抗震等级为 1.0%;三、四级抗震等级为 0.8%。

### 3. 柱间支撑

厂房柱间支撑的构造,应符合下列要求:1)柱间支撑应采用型钢,支撑形式宜采用交叉式,其斜杆与水平面的交角不宜大于  $55^\circ$ 。2)支撑杆件的长细比,不宜超过表 7-18 的规定。3)下柱支撑的下节点位置和构造措施,应保证将地震作用直接传给基础(图 7-21);当 6 度和 7 度不能直接传给基础时,应考虑支撑对柱和基础的不利影响;4)交叉支撑在交叉点应设置节点板,其厚度不应小于 10mm,斜杆与交叉节点板应焊接,与端节点板宜焊接。

交叉支撑斜杆的最大长细比

表 7-18

位 置	烈 度			
	6 度和 7 度 I、 II 类场地	7 度 III、IV 类场地 和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地 和 9 度 I、II 类场地	9 度 III、IV 类场地
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	200	150	150

### 4. 连接节点

屋架(屋面梁)与柱顶的连接,有焊接、螺栓连接和钢板铰连接三种形式。焊接连接(图 7-22a)的构造接近刚性,变形能力差。故 8 度时宜采用螺栓(图 7-

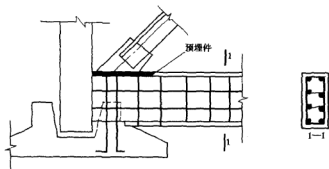


图 7-21 支撑下节点设在基础顶系梁上

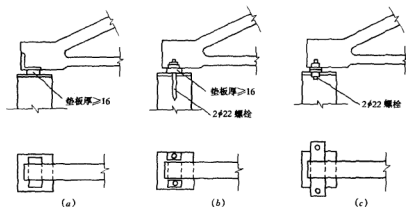


图 7-22 屋架与柱的连接构造

(a) 焊接连接; (b) 螺栓连接; (c) 板铰连接

22b), 9 度时宜采用钢板铰 (图 7-22c), 亦可采用螺栓; 屋架 (屋面梁) 端部支承垫板的厚度不宜小于 16mm。

柱顶预埋件的锚筋, 8 度时不宜小于  $4\phi 14$ , 9 度时不宜少于  $4\phi 16$ , 有柱间支撑的柱子, 柱顶预埋件尚应增设抗剪钢板 (图 7-23)。

山墙抗风柱的柱顶, 应设置预埋板, 使柱顶与端屋架上弦 (屋面梁上翼缘) 可靠连接。连接部位应在上弦横向支撑与屋架的连接点处, 不符合时可在支撑中增设次腹杆或设置型钢横梁, 将水平地震作用传至节点部位。

支承低跨屋盖的中柱牛腿 (柱肩) 的构造应符合下列要求: 1) 牛腿顶面的预埋件, 应与牛腿 (柱肩) 中按计算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接, 且焊接的钢筋, 6 度和 7 度时 (或三、四级抗震等级时) 不应少于  $2\phi 12$ , 8 度时 (或二级抗震等级时) 不应少于  $2\phi 14$ , 9 度时 (或一级抗震等级时) 不应少于  $2\phi 16$  (图 7-24)。2) 牛腿中的纵向受拉钢筋和锚筋的锚固长度应符合第 5 章中框架梁

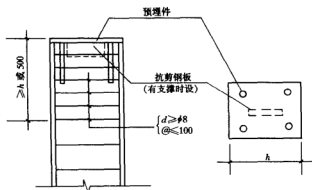


图 7-23 柱顶预埋件构造

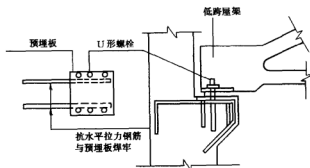


图 7-24 低跨屋盖与柱牛腿的连接

伸入端节点内的锚固要求。3) 牛腿水平箍筋的最小直径为 8mm, 最大间距为 100mm。

柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚接, 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时, 宜采用角钢加端板, 其他情况可采用Ⅱ级钢筋, 但锚固长度不应小于 30 倍钢筋直径或增设端板。

柱间支撑端部的连接, 对单角钢支撑应考虑强度折减, 8、9 度时不得采用单面偏心连接; 交叉支撑有一杆中断时, 交叉节点板应予以加强, 使其承载力不小于 1.1 倍杆件承载力。

厂房中的吊车走道板、端屋架与山墙间的填充小屋面板、天沟板、天窗端壁板和天窗侧板下的填充砌体等构件应与支承构件有可靠的连接。

基础梁的稳定性较好, 一般不需采用连接措施。但在 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时, 相邻基础梁之间应采用现浇接头, 以提高基础梁的整体稳定性。

#### 5. 隔墙和围护墙

单层钢筋混凝土柱厂房的砌体隔墙和围护墙应符合下列要求: 1) 内嵌式砌体隔墙与柱宜脱开或柔性连接, 并应采取使墙体稳定, 隔墙顶部应设现浇钢

筋混凝土压顶梁。2) 厂房的砌体围护墙宜采用外贴式并与柱(包括抗风柱)可靠拉结,一般墙体应沿墙高每隔 500mm 与柱内伸出的  $2\phi 6$  水平钢筋拉结,柱顶以上墙体应与屋架端部、屋面板和天沟板等可靠拉结,厂房角部的砖墙应沿纵横两个方向与柱拉结(图 7-25);不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙采用砌体时,不应直接砌在低跨屋盖上。3) 砌体围护墙在下列部位应设置现浇钢筋混凝土圈梁:①梯形屋架端部上弦和柱顶标高处应各设一道,但屋架端部高度不大于 900mm 时可合并设置;②8 度和 9 度时,应按上密下稀的原则每隔 4m 左右在窗顶增设一道圈梁,不等高厂房的高低跨封墙和纵横跨交接处的悬墙,圈梁的竖向间距不应大于 3m。③山墙沿屋面应设钢筋混凝土卧梁,并应与屋架端部上弦标高处的圈梁连接。圈梁宜闭合,其截面宽度宜与墙厚相同,截面高度不应小于 180mm;圈梁的纵筋,6~8 度时不应少于  $4\phi 12$ ,9 度时不应少于  $4\phi 14$ 。特殊部位的圈梁的构造详见现行抗震规范。

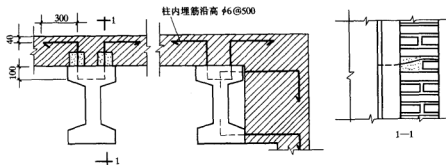


图 7-25 贴砌砖墙与柱的拉结

围护砖墙上的墙梁应尽可能采用现浇。当采用预制墙梁时,除墙梁应与柱可靠锚拉外,梁底还应与砖墙顶牢固拉结,以避免梁下墙体由于处于悬臂状态而在地震时倾倒。厂房转角处相邻的墙梁应相互可靠连接。

### 7.3.2 钢结构厂房

钢结构厂房构件在可能产生塑性铰的最大应力区内,应避免焊接接头。对于厚度较大无法采用螺栓连接的构件,可采用对接焊缝等强度连接。屋盖横梁与柱顶铰接时,宜采用螺栓连接。刚接框架的屋架上弦与柱相连的连接板,不应出现塑性变形。梁横梁为实腹梁时,梁与柱的连接以及梁拼接的受弯、受剪极限承载力,应能分别承受梁全截面屈服时受弯、受剪承载力的 1.2 倍。

框架柱的长细比不应大于  $120 \sqrt{235/f_y}$ , 其中  $f_y$  为钢材的屈服强度。

框架柱、梁截面板件的宽厚比的限值应符合下列要求: 1) 当截面受地震作用效应组合控制时,板件宽厚比限值应符合表 7-19。2) 设置纵向加劲肋时,构件腹板的宽厚比可相应地减小。

单层钢结构厂房板件宽厚比限值

表 7-19

构 件	板 件 名 称	7 度	8 度	9 度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	11	10
	箱形截面两腹板间翼缘	38	36	36
	箱形截面腹板 ( $N/A_f < 0.25$ )	70	65	60
	箱形截面腹板 ( $N/A_f \geq 0.25$ )	58	52	48
	圆管外径与壁比	60	55	50
梁	工字形截面翼缘外伸部分	11	10	9
	箱形截面两腹板间翼缘	36	32	30
	箱形截面腹板 ( $N/A_f < 0.37$ )	85 ~ 120 $\rho$	80 ~ 110 $\rho$	72 ~ 100 $\rho$
	腹板 ( $N/A_f \geq 0.37$ )	40	39	35

注: 1. 表列数值适用于 Q235 钢, 当材料为其他钢种时, 应乘以  $\sqrt{235/f_y}$ 。

2.  $N_c$ 、 $N_b$  分别为柱、梁轴向力,  $A$  为相应构件截面面积,  $f$  为钢材抗拉强度设计值。

3.  $\rho$  指  $N_b/A_f$ 。

钢柱柱脚应采取适当构造措施以保证能传递柱身屈服时的承载力。格构式钢柱不超过 8 度时可采用外露式刚性柱脚; 格构式钢柱超过 8 度时和实腹式柱宜采用埋式柱脚或预制杯口插入式柱脚。

实腹式钢柱采用插入式柱脚的埋入深度  $d$ , 不得小于钢柱截面高度的 5 倍, 同时应满足下式要求:

$$d \geq \sqrt{\frac{6M}{b_f f_c}} \quad (7-93)$$

其中,  $M$  为柱脚全截面屈服时的极限弯矩,  $b_f$  为柱在受弯方向截面的翼缘宽度,  $f_c$  为基础混凝土轴心抗压强度设计值。

有吊车时, 应在厂房单元中部设置上下柱间支撑, 并应在厂房单元两端增设上柱支撑; 7 度时结构单元长度大于 120m, 8、9 度时结构单元长度大于 90m, 宜在单元中部 1/3 区段内设置两道上下柱间支撑。有条件时, 可采用消能支撑。

其他有关构造要求与混凝土柱厂房相同。

### 7.3.3 砖 柱 厂 房

檩条与山墙卧梁应可靠连接, 有条件时可采用檩条伸出山墙的屋面结构。

厂房柱顶标高处应沿房屋外墙及承重内墙设置现浇闭合圈梁, 8 度和 9 度时还应沿墙高每隔 3 ~ 4m 增设一道圈梁。圈梁的截面高度不应小于 180mm, 配筋不应少于 4 $\phi$ 12。当地基为软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土层时, 尚应设置基础圈梁。当圈梁兼作门窗过梁或抵抗不均匀沉降影响时, 其截面和配筋除满足抗震要求外, 尚应根据实际受力计算确定。



山墙应沿屋面设置现浇钢筋混凝土卧梁, 应与屋盖构件锚拉。山墙壁柱的截面与配筋不宜小于排架柱; 壁柱应通到墙顶并与卧梁或屋盖构件连接。

屋架(屋面梁)与墙顶圈梁或柱顶垫块, 应采用螺栓或焊接连接。柱顶垫块应现浇, 其厚度不应小于 240mm, 并应配置两层直径不小于  $\phi 8$  间距不大于 100mm 的钢筋网。墙顶圈梁应与柱顶垫块整浇; 9 度时, 在垫块两侧各 500mm 范围内, 圈梁的箍筋间距不应大于 100mm。

砖柱的构造应符合下列要求: 1) 砖的强度等级不应低于 MU10, 砂浆的强度等级不应低于 M5。组合砖柱中混凝土的强度等级宜采用 C20。2) 砖柱的防潮层应采用防水砂浆。

钢筋混凝土屋盖的砖柱厂房, 山墙开洞的水平截面面积不宜超过总截面面积的 50%。8 度时, 应在山、横墙两端设置钢筋混凝土构造柱; 9 度时, 应在山、横墙两端及高大的门洞两侧设置钢筋混凝土构造柱。

钢筋混凝土构造柱的截面尺寸可采用 240mm × 240mm; 当为 9 度且山、横墙的厚度为 370mm 时, 其截面宽度宜取 370mm。构造柱的竖向钢筋, 8 度时不应少于 4 $\phi 12$ , 9 度时不应少于 4 $\phi 14$ 。构造柱的箍筋可采用  $\phi 6$ , 间距宜为 250 ~ 300mm。

砌体墙的构造应符合下列要求: 1) 8 度和 9 度时, 钢筋混凝土无檩屋盖砖柱厂房, 砖围护墙顶部宜沿墙长每隔 1m 埋入 1 $\phi 8$  竖向钢筋, 并插入顶部圈梁内。2) 7 度且墙顶高度大于 4.8m 时, 或 8 度和 9 度时, 外墙转角及承重内横墙与外纵墙交接处, 当不设置构造柱时, 应沿墙高每 500mm 配置 2 $\phi 6$  钢筋, 每边伸入墙内不小于 1m。

## §7.4 计 算 实 例

### 7.4.1 用底部剪力法进行横向计算

**【例 7-1】** 三跨不等高钢筋混凝土厂房, 其尺寸如图 7-26 所示。低跨柱上柱的高度为  $H_1 = 3\text{m}$ , 低跨柱的全高为  $H_2 = 8.5\text{m}$ ; 高跨柱上柱的高度为  $H_3 = 3.7\text{m}$ , 高跨柱的全高为  $H_4 = 12.5\text{m}$ ,  $\Delta H = H_4 - H_2 = 4\text{m}$ 。图中各惯性矩的值为:  $I_1 = 2.13 \times 10^9 \text{mm}^4$ ,  $I_2 = 5.73 \times 10^9 \text{mm}^4$ ,  $I_3 = 4.16 \times 10^9 \text{mm}^4$ ,  $I_4 = 15.8 \times 10^9 \text{mm}^4$ 。混凝土弹性模量  $E = 2.55 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 。柱距为 6m, 两端有山墙(墙厚 240mm), 山墙间距为 60m, 屋盖为钢筋混凝土无檩屋盖。高跨各跨均设有一台 15/3t 吊车, 中级工作制。每台吊车总重为 350kN, 吊车轮距为 4.4m。低跨设有一台 5t 吊车, 该吊车总重为 127.1kN, 吊车轮距为 3.5m。

各项荷载如下:

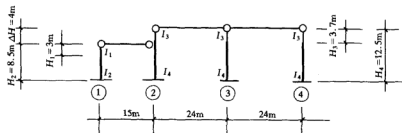


图 7-26 例 7-1 图：不等高排架计算

屋盖自重：低跨  $2.5\text{kN/m}^2$ ；高跨  $3.0\text{kN/m}^2$

雪荷载： $0.3\text{kN/m}^2$

积灰荷载： $0.3\text{kN/m}^2$

①轴纵墙：每 6m 柱距  $101.1\text{kN}$

①轴柱： $23.4\text{kN/根}$

②轴封墙：每 6m 柱距  $46.6\text{kN}$

②轴上柱： $11.5\text{kN/根}$

④轴纵墙：每 6m 柱距  $147.7\text{kN}$

②轴下柱： $37.4\text{kN/根}$

③~④轴柱： $48.9\text{kN/根}$

吊车梁：高跨（梁高 1m）： $53.3\text{kN/根}$

低跨（梁高 0.8m）： $38.6\text{kN/根}$

厂房位于一区，设计烈度为 8 度，场地类别为 II 类。试按底部剪力法求横向地震内力。

【解】 抗震计算简图为二质点体系，如图 7-27 所示，其中  $G_1$  为集中在低跨柱顶的重力， $G_2$  为集中在高跨柱顶的重力。

(1) 柱顶质点处重力荷载

1) 计算周期时

$G_1 = 0.25 (\text{柱}① + \text{柱}②\text{下柱}) + 0.25 \text{纵墙}① + 0.5 \text{低跨吊车梁} + 1.0 \text{柱}②\text{高跨一侧吊车梁} + 1.0 (\text{低跨屋盖} + 0.5 \text{雪} + 0.5 \text{灰}) + 0.5 (\text{柱}②\text{上柱} + \text{封墙}) = 0.25 \times (23.4 + 37.4) + 0.25 \times 101.1 + 0.5 \times 38.6 \times 2 + 1.0 \times 53.3 + 1.0 \times (2.5 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 6 \times 15 + 0.5 \times (11.5 + 46.6) = 413.43\text{kN}$

$G_2 = 0.25 (\text{柱}③ + \text{柱}④) + 0.25 \text{纵墙}④ + 0.5 \text{柱}③④\text{吊车梁} + 1.0 (\text{高跨屋盖} + 0.5 \text{雪} + 0.5 \text{积灰}) + 0.5 (\text{柱}②\text{上柱} + \text{封墙}) = 0.25 \times (48.9 \times 2) + 0.25 \times 147.7 + 0.5 \times (53.3 \times 3) + 1.0 \times (3.0 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 6 \times 48 + 0.5 \times (11.5 + 46.6) = 1120.78\text{kN}$

2) 计算地震作用时

$\bar{G}_1 = 0.5 \times (23.4 + 37.4) + 0.5 \times 101.1 + 0.75 \times 38.6 \times 2 + 1.0 \times 53.3 + 1.0 \times (2.5 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 6 \times 15 + 0.5 \times (11.5 + 46.6) = 473.2\text{kN}$



$$\bar{G}_2 = 0.5 \times (48.9 \times 2) + 0.5 \times 147.7 + 0.75 \times (53.3 \times 3) + 1.0 \times (3.0 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 6 \times 48 + 0.5 \times (11.5 + 46.6) = 1222.13 \text{ kN}$$

在  $G_1$  和  $G_2$  中未包括吊车桥架的重量, 这是因为吊车桥架自重是局部荷载, 它对厂房横向自振周期的影响很小。在  $\bar{G}_1$  和  $\bar{G}_2$  中也未包括吊车桥架荷载, 这是由于吊车桥架地震效应有其独立的效应调整系数, 只能独立开另行计算。由于同样的原因, 吊车梁也不便与吊车桥架合并计算地震效应。本例为简化计算, 将吊车梁自重折算至屋盖标高处, 和屋盖自重等合并计算其地震作用效应。

## (2) 排架侧移柔度系数

如图 7-28 所示, 为求柔度矩阵, 把单位水平力分别作用在低跨柱顶 (坐标编号为 1) 和高跨柱顶 (坐标编号为 2) 处。柱 ③ 和柱 ④ 此时可合并为一个柱。把低跨横杆在坐标 1 和坐标 2 处作用单位水平力时的内力分别记为  $X_{11}$  和  $X_{12}$ , 把高跨横杆在坐标 1 和坐标 2 处作用单位水平力时的内力分别记为  $X_{21}$  和  $X_{22}$ 。

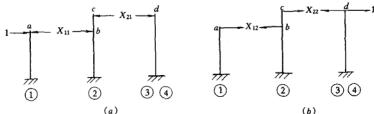


图 7-28 例 7-1 图: 求柔度矩阵

(a) 坐标 1 处作用单位水平力; (b) 坐标 2 处作用单位水平力

对图 7-28 (a) 可列出力法方程组:

$$\begin{cases} \delta_a (1 - X_{11}) = \delta_b X_{11} - \delta_{bc} X_{21} \\ \delta_{cb} X_{11} - \delta_c X_{21} = \delta_d X_{21} \end{cases} \quad (7-94)$$

对图 7-28 (b) 可列出力法方程组:

$$\begin{cases} \delta_a X_{12} = -\delta_b X_{12} + \delta_{bc} X_{22} \\ -\delta_{cb} X_{12} + \delta_c X_{22} = \delta_d (1 - X_{22}) \end{cases} \quad (7-95)$$

在上两式中,  $\delta_a$  为在  $a$  点作用单位水平力时相应的位移,  $\delta_{bc}$  为在  $c$  点作用单位水平力时  $b$  点的水平位移, 余类推。此处这些单柱的柔度均取正值, 其值可如下算出。

$$\begin{aligned} \delta_a &= \frac{H_1^3}{3EI_1} + \frac{H_2^3 - H_1^3}{3EI_2} \\ &= \frac{3000^3}{3 \times 2.55 \times 10^4 \times 2.13 \times 10^9} + \frac{8500^3 - 3000^3}{3 \times 2.55 \times 10^4 \times 5.73 \times 10^9} \end{aligned}$$

$$= 0.001505 \text{ mm/N} = 0.001505 \text{ m/kN}$$

$$\delta_b = \frac{H_2^3}{3EI_4} = \frac{8500^3}{3 \times 2.55 \times 10^4 \times 15.8 \times 10^9}$$

$$= 0.0005081 \text{ m/kN}$$

$$\delta_{cb} = \delta_{bc} = \frac{H_2^3}{3EI_4} + \frac{H_2^2 \cdot \Delta H}{2EI_4}$$

$$= \frac{1}{2.55 \times 10^4 \times 15.8 \times 10^9} \left( \frac{8500^3}{3} + \frac{8500^2 \times 4000}{2} \right)$$

$$= 0.0008667 \text{ m/kN}$$

$$\delta_c = \frac{H_3^3}{3EI_3} + \frac{H_4^3 - H_3^3}{3EI_4}$$

$$= \frac{3700^3}{3 \times 2.55 \times 10^4 \times 4.16 \times 10^9} + \frac{12500^3 - 3700^3}{3 \times 2.55 \times 10^4 \times 15.8 \times 10^9}$$

$$= 0.001733 \text{ m/kN}$$

$$\delta_d = \frac{1}{2} \left[ \frac{H_3^3}{3EI_3} + \frac{H_4^3 - H_3^3}{3EI_4} \right] = \frac{1}{2} \delta_c = 0.001733/2 = 0.0008666 \text{ m/kN}$$

上面求出的单柱的柔度系数代入方程式 (7-94) 和式 (7-95), 可得解:

$$X_{11} = \frac{\delta_a}{\delta_a + \delta_b - \delta_{bc}\delta_{cb}/(\delta_c + \delta_d)}$$

$$= \frac{0.001505}{0.001505 + 0.0005081 - 0.0008667^2/(0.001733 + 0.0008666)}$$

$$= 0.8729$$

$$X_{21} = \frac{\delta_{cb}}{\delta_c + \delta_d} X_{11} = \frac{0.0008667}{0.001733 + 0.0008666} \times 0.8729 = 0.2910$$

$$X_{22} = \frac{\delta_d}{\delta_c + \delta_d - \delta_{bc}\delta_{cb}/(\delta_a + \delta_b)}$$

$$= \frac{0.0008666}{0.001733 + 0.0008666 - 0.0008667^2/(0.001505 + 0.0005081)}$$

$$= 0.3892$$

$$X_{12} = \frac{\delta_{bc}}{\delta_a + \delta_b} X_{22} = \frac{0.0008667}{0.001505 + 0.0005081} \times 0.3892 = 0.1676$$

上面解出的  $X_{11}$ 、 $X_{21}$ 、 $X_{12}$ 、 $X_{22}$  经验证满足式 (7-94) 和式 (7-95)。从而可得出排架的对应于坐标 1 和坐标 2 的柔度系数为:

$$\delta_{11} = \delta_a (1 - X_{11}) = 0.001505 \times (1 - 0.8729) = 0.0001913 \text{ m/kN}$$

$$\delta_{21} = \delta_d X_{21} = 0.0008666 \times 0.2910 = 0.0002522 \text{ m/kN}$$

$$\delta_{12} = \delta_a X_{12} = 0.001505 \times 0.1676 = 0.0002522 \text{ m/kN}$$

$$\delta_{22} = \delta_d (1 - X_{22}) = 0.0008666 \times (1 - 0.3892) = 0.0005293 \text{ m/kN}$$

(3) 按底部剪力法计算排架地震内力

1) 基本周期 (周期折减系数  $\phi_T = 0.8$ )

由式 (7-8), 并考虑周期折减系数, 可得基本周期  $T_1$  的计算式为

$$T_1 = 2\pi\phi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^2 G_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^2 G_i u_i}}$$

其中,  $g$  为重力加速度,  $u_i$  为在全部水平力  $G_i$  的作用下 ( $i=1, 2$ ) 第  $i$  质点的水平位移。可算出:

$$u_1 = \delta_{11} G_1 + \delta_{12} G_2 = 0.0001913 \times 413.43 + 0.0002522 \times 1120.78 = 0.3617\text{m}$$

$$u_2 = \delta_{21} G_1 + \delta_{22} G_2 = 0.0002522 \times 413.43 + 0.0005293 \times 1120.78 = 0.6975\text{m}$$

从而

$$T_1 = 2\pi \times 0.8 \times \sqrt{\frac{413.43 \times 0.3617^2 + 1120.78 \times 0.6975^2}{9.81 \times (413.43 \times 0.3617 + 1120.78 \times 0.6975)}} = 1.2875\text{s}$$

2) 一般重力荷载引起的水平地震作用和内力

①底部总地震剪力

一区, II类场地, 可查得场地的特征周期为  $T_g = 0.35\text{s}$ 。  $T/T_g = 1.2875/0.35 = 3.6786$ 。设防烈度为 8 度, 可查得水平地震影响系数的最大值为  $\alpha_{\max} = 0.16$ 。

从而可得  $\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{1.2875}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.04955$

底部总地震剪力  $F_{Ek}$  为

$$F_{Ek} = 0.85\alpha_1 \sum \bar{G}_i = 0.85 \times 0.04955 \times (473.2 + 1222.13) = 71.403\text{kN}$$

②各质点处的地震作用

$$\sum \bar{G}_i H_i = 473.2 \times 8.5 + 1222.13 \times 12.5 = 4022.2 + 15276.63 = 19298.83$$

$$F_1 = \frac{\bar{G}_1 H_1}{\sum \bar{G}_i H_i} F_{Ek} = \frac{4022.2}{19298.83} \times 71.403 = 14.882\text{kN}$$

$$F_2 = \frac{\bar{G}_2 H_2}{\sum \bar{G}_i H_i} F_{Ek} = \frac{15276.63}{19298.83} \times 71.403 = 56.521\text{kN}$$

③横杆内力 (以拉为正)

按图 7-28 所示的计算简图, 低跨横杆的内力  $X_1$  为

$$X_1 = -X_{11} F_1 + X_{12} F_2 = -0.8729 \times 14.882 + 0.1676 \times 56.521 = -3.5176\text{kN}$$

高跨横杆的内力  $X_2$  为

$$X_2 = -X_{21} F_1 + X_{22} F_2 = -0.2910 \times 14.882 + 0.3892 \times 56.521 = 17.6673\text{kN}$$

④排架柱内力

根据题意, 本例厂房符合空间工作的条件, 故按底部剪力法计算的平面排架地震内力应乘以相应的调整系数。由表 7-6 可查得, 除高低跨交接处上柱以外的钢筋混凝土柱, 其截面地震内力调整系数为  $\eta' = 0.9$ 。高低跨交接处上柱的内力调整系数  $\eta$  按式 (7-18) 为

$$\eta = 0.88 \times \left( 1 + 1.7 \times \frac{2}{3} \times \frac{473.2}{1222.13} \right) = 1.2662$$

从而可得各柱控制截面的内力如下:

柱①: 上柱底:

$$\text{剪力: } V'_1 = (F_1 + X_1) \eta' = (14.882 - 3.5176) \times 0.9 = 10.228 \text{ kN}$$

$$\text{弯矩: } M'_1 = 10.228 \times 3 = 30.684 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

下柱底:

$$\text{剪力: } V_1 = 10.228 \text{ kN}$$

$$\text{弯矩: } M_1 = 10.228 \times 8.5 = 86.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱②: 上柱底:

$$V'_2 = X_2 \eta = 17.6673 \times 1.2662 = 22.3703 \text{ kN}$$

$$M'_2 = 22.3703 \times 3.7 = 82.7701 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

下柱底:

$$V_2 = (X_2 - X_1) \eta' = (17.6673 + 3.5176) \times 0.9 = 19.0664 \text{ kN}$$

$$M_2 = (17.6673 \times 12.5 + 3.5176 \times 8.5) \times 0.9 = 225.6668 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱③: 上柱底:

$$V'_3 = 0.5 (F_2 - X_2) \eta' = 0.5 \times (56.521 - 17.6673) \times 0.9 = 17.4842 \text{ kN}$$

$$M'_3 = 17.4842 \times 3.7 = 64.6915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

下柱底:

$$V_3 = 17.4842 \text{ kN}$$

$$M_3 = 17.4842 \times 12.5 = 218.5525 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱④: 同柱③

柱弯矩示于图 7-29 中。

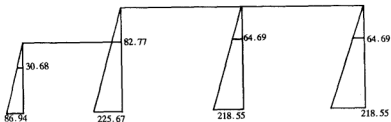


图 7-29 例 7-1 图: 柱弯矩图

## 3) 吊车桥自重引起的水平地震作用与内力

## ①一台吊车对一根柱产生的最大重力荷载

低跨:

$$G_{e1} = \frac{127.1}{4} \left( 1 + \frac{6-3.5}{6} \right) = 45.015 \text{ kN}$$

高跨:

$$G_{e2} = \frac{350}{4} \left( 1 + \frac{6-4.4}{6} \right) = 110.833 \text{ kN}$$

## ②一台吊车对一根柱产生的水平地震作用

低跨:

$$F_{e1} = \alpha_1 G_{e1} \frac{h_2}{H_2} = 0.04955 \times 45.015 \times \frac{8.5-3+0.8}{8.5} = 1.6532 \text{ kN}$$

高跨:

$$F_{e2} = \alpha_1 G_{e2} \frac{h_4}{H_4} = 0.04955 \times 110.833 \times \frac{12.5-3.7+1.0}{12.5} = 4.3056 \text{ kN}$$

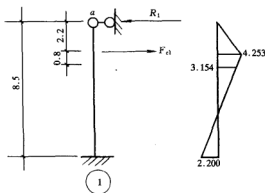


图 7-30 例 7-1 图: 吊车引起的柱①的内力

## ③吊车水平地震作用产生的地震内力

吊车水平地震作用是局部荷载, 故可近似地假定屋盖为柱的不动铰支座, 并且算出的上柱截面内力还应乘以相应的增大系数。

柱①的计算简图如图 7-30 所示。图中支座反力

$$R_1 = C_5 F_{e1}$$

下面计算  $C_5$ 。柱①的有关参数

为:

$$\begin{aligned} n &= I_{\text{上柱}} / I_{\text{下柱}} \\ &= I_1 / I_2 = 2.13 / 5.73 \\ &= 0.3717 \end{aligned}$$

$$\lambda = H_1 / H_2 = 3 / 8.5 = 0.3529$$

水平地震作用力至柱顶的距离记为  $y$ , 则

$$\frac{y}{H_1} = \frac{3-0.8}{3} = 0.7333$$

由排架计算手册, 可算出相应的  $C_5 = 0.5846$ 。从而可得

$$R_1 = 0.5846 \times 1.6532 = 0.9665 \text{ kN}$$

由表 7-8 可查得, 对柱①, 相应的效应增大系数为  $\eta_e = 2.0$ 。乘以此增大系数后,

柱①由吊车桥引起的各控制截面的弯矩为：集中水平力作用处弯矩为

$$M'_{1F} = -R_1 y \eta_c = -0.9665 \times 2.2 \times 2 = -4.2526$$

上柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M'_{1c} &= [-R_1 H_1 + F_{cl}(H_1 - y)] \eta_c \\ &= [-0.9665 \times 3 + 1.6532 \times (3 - 2.2)] \times 2 = -3.1539 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M_{1c} &= -R_1 H_2 + F_{cl}(H_2 - y) \\ &= -0.9665 \times 8.5 + 1.6532 \times (8.5 - 2.2) = 2.1999 \end{aligned}$$

地震弯矩图示于图 7-30。

柱②的计算简图如图 7-31 (a) 所示。这是一个连续梁模型。取上杆截面的惯性矩为  $I_3$ ，下杆截面的惯性矩为  $I_4$ ，则可解得其弯矩如图 7-31 (b) 所示。由表 7-8 可查得，对柱②，相应的效应增大系数为  $\eta_c = 2.5$ 。上柱截面乘以此增大系数后的弯矩图如图 7-31 (c) 所示。

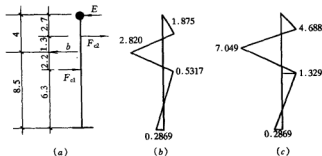


图 7-31 例 7-1 图：吊车引起的柱②的内力

柱③的计算方法与柱①相同。其计算简图也为下端固定上端铰支。此柱有两台吊车施加水平地震作用，上端铰支支座的反力为

$$R_3 = 2C_5 F_{d2}$$

柱③的有关参数为：

$$n = I_{\text{上柱}}/I_{\text{下柱}} = I_3/I_4 = 4.16/15.8 = 0.263$$

$$\lambda = H_3/H_4 = 3.7/12.5 = 0.2960$$

水平地震作用力至柱顶的距离记为  $y$ ，则

$$\frac{y}{H_3} = \frac{3.7-1}{3.7} = 0.7297$$

由排架计算手册，可算出相应的  $C_5 = 0.6419$ 。从而可得

$$R_3 = 2 \times 0.6419 \times 4.3056 = 5.5275 \text{ kN}$$

由表 7-8 可查得，对柱③，相应的效应增大系数为  $\eta_c = 3.0$ 。乘以此增大系数后，柱③由吊车桥引起的各控制截面的弯矩为：集中水平力作用处弯矩为



$$M'_{3F} = -R_3 y \eta_e = -5.5275 \times 2.7 \times 3 = -44.7728$$

上柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M'_{3c} &= [-R_3 H_3 + 2F_{c2}(H_3 - y)] \eta_e \\ &= [-5.5275 \times 3.7 + 2 \times 4.3056 \times (3.7 - 2.7)] \times 3 \\ &= -35.5217 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M_{3c} &= -R_3 H_4 + 2F_{c2}(H_4 - y) \\ &= -5.5275 \times 12.5 + 2 \times 4.3056 \times (12.5 - 2.7) \\ &= 15.296 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

柱④只有一台吊车作用其上,柱顶不动铰反力系数同柱③,且柱④是边柱,故增大系数为  $\eta_e = 2.0$ 。得柱顶不动铰反力为

$$R_4 = C_5 F_{c2} = 0.6419 \times 4.3056 = 2.7638 \text{ kN}$$

集中水平力作用处弯矩为

$$M'_{4F} = -R_4 y \eta_e = -2.7638 \times 2.7 \times 2 = -14.9245$$

上柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M'_{4c} &= [-R_4 H_3 + F_{c2}(H_3 - y)] \eta_e \\ &= [-2.7638 \times 3.7 + 4.3056 \times (3.7 - 2.7)] \times 2 = -11.8409 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

柱底部的弯矩为

$$\begin{aligned} M_{4c} &= -R_4 H_4 + F_{c2}(H_4 - y) \\ &= -2.7638 \times 12.5 + 4.3056 \times (12.5 - 2.7) = 7.6474 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

至此,在地震作用下的全部内力已求出。按规定的方式进行内力组合后即可进行截面设计。

#### 7.4.2 用振型分解法进行横向计算

【例 7-2】 条件同例 7-1,试按振型分解法求横向地震内力。

【解】

(1) 周期与振型

由式 (7-11) 得

$$\begin{aligned} \frac{1}{\omega_{1,2}^2} &= \frac{1}{2g} [(G_1 \delta_{11} + G_2 \delta_{22}) \pm \sqrt{(G_1 \delta_{11} - G_2 \delta_{22})^2 + 4G_1 G_2 \delta_{12} \delta_{21}}] \\ &= \frac{1}{2 \times 9.81} [(413.43 \times 0.0001913 + 1120.78 \times 0.0005293) \pm \\ &\quad \sqrt{(413.43 \times 0.0001913 - 1120.78 \times 0.0005293)^2 + 4 \times 413.43 \times 1120.78 \times 0.0002522^2}] \\ &= 0.034267 \pm 0.03151102 \end{aligned}$$

所以,

$$\frac{1}{\omega_1^2} = 0.034267 + 0.03151102 = 0.065778 \rightarrow \omega_1 = 3.8991/\text{s}$$

$$\frac{1}{\omega_2^2} = 0.034267 - 0.03151102 = 0.002756 \rightarrow \omega_2 = 19.0485/\text{s}$$

考虑周期折减系数  $\phi_\gamma = 0.8$  之后, 第一、二自振周期分别为

$$T_1 = \phi_\gamma \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.8 \times \frac{2\pi}{3.8991} = 1.2892\text{s}$$

$$T_2 = \phi_\gamma \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.8 \times \frac{2\pi}{19.0485} = 0.2639\text{s}$$

由式 (7-13), 得各振型幅值为

$$X_{11} = 1$$

$$\begin{aligned} X_{12} &= \frac{g - G_1 \delta_{11} \omega_1^2}{G_2 \delta_{12} \omega_1^2} \\ &= \frac{9.81 - 413.43 \times 0.0001913 \times 3.8991^2}{1120.78 \times 0.0002522 \times 3.8991^2} = 2.0030 \end{aligned}$$

$$X_{21} = 1$$

$$\begin{aligned} X_{22} &= \frac{g - G_1 \delta_{11} \omega_2^2}{G_2 \delta_{12} \omega_2^2} \\ &= \frac{9.81 - 413.43 \times 0.0001913 \times 19.0485^2}{1120.78 \times 0.0002522 \times 19.0485^2} = -0.1842 \end{aligned}$$

(2) 各振型的水平地震作用和内力

1) 第一振型

特征周期与前面相同, 仍为  $T_g = 0.35\text{s}$ 。对应第一振型的地震影响系数为

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{1.2892} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.049487$$

第一振型参与系数:

$$\gamma_1 = \frac{\sum G_i X_{1i}}{\sum G_i X_{1i}^2} = \frac{413.43 \times 1 + 1120.78 \times 2.003}{413.43 \times 1 + 1120.78 \times 2.003^2} = 0.5414$$

第一振型质点 1 的水平地震作用:

$$\begin{aligned} F_{11} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{11} \bar{G}_1 \\ &= 0.049487 \times 0.5414 \times 1 \times 473.2 = 12.6781\text{kN} \end{aligned}$$

质点 2 的水平地震作用:

$$\begin{aligned} F_{12} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{12} \bar{G}_2 \\ &= 0.049487 \times 0.5414 \times 2.003 \times 1222.13 = 65.5855\text{kN} \end{aligned}$$

如图 7-32 所示, 在上述第一振型水平地震作用下, 低跨横杆的内力为 (以拉为正) (下式中的  $X_{11}$ 、 $X_{12}$  是指例 7-1 中低、高跨横杆在低、高跨处分别作用

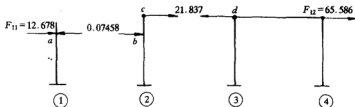


图 7-32 例 7-2 图：第一振型的地震作用和内力

单位水平力时的内力。在下文中，符号虽有重复，但从上下文的意义可以区分开来)：

$$\begin{aligned} X_1 &= -X_{11}F_{11} + X_{12}F_{12} \\ &= -0.8729 \times 12.6781 + 0.1676 \times 65.5855 = -0.07458 \text{ kN} \end{aligned}$$

高跨横杆的内力为

$$\begin{aligned} X_2 &= -X_{21}F_{11} + X_{22}F_{12} \\ &= -0.2910 \times 12.6781 + 0.3892 \times 65.5855 = 21.8365 \text{ kN} \end{aligned}$$

各柱的内力如下：

柱①：柱①顶部的剪力为

$$V'_1 = 12.6781 - 0.07458 = 12.6035 \text{ kN}$$

柱①底部的弯矩为

$$M_1 = 12.6035 \times 8.5 = 107.1298 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱②：顶部剪力为

$$V'_{2b} = 21.8365 \text{ kN}$$

上柱底部的弯矩为

$$M'_{2b} = 21.8365 \times 3.7 = 80.7951 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

下柱的剪力为

$$V_2 = 21.8365 + 0.07458 = 21.9111 \text{ kN}$$

下柱底部的弯矩为

$$M_2 = 21.8365 \times 12.5 + 0.07458 \times 8.5 = 273.5902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱③：柱顶剪力为

$$V'_3 = 0.5 \times (65.5855 - 21.8365) = 21.8745 \text{ kN}$$

柱底弯矩为

$$M_3 = 21.8745 \times 12.5 = 273.4313 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱④：

$$V'_4 = V'_3$$

$$M_4 = M_3$$

2) 第二振型

此时,  $0.1 < T_2/T_g = 0.2639/0.35 = 0.7540 < 1$ , 所以  $\alpha_2 = \alpha_{\max} = 0.16$

第二振型参与系数:

$$\gamma_2 = \frac{\sum G_i X_{2i}}{\sum G_i X_{2i}^2} = \frac{413.43 \times 1 - 1120.78 \times 0.1842}{413.43 \times 1 + 1120.78 \times 0.1842^2} = 0.4585$$

第二振型质点 1 的水平地震作用:

$$\begin{aligned} F_{21} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{21} \bar{G}_1 \\ &= 0.16 \times 0.4585 \times 1 \times 473.2 = 34.7140 \text{ kN} \end{aligned}$$

质点 2 的水平地震作用:

$$\begin{aligned} F_{22} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{22} \bar{G}_2 \\ &= 0.16 \times 0.4585 \times (-0.1842) \times 1222.13 = -16.5145 \text{ kN} \end{aligned}$$

如图 7-33 所示, 在上述第二振型水平地震作用下, 低跨横杆的内力为 (以拉为正):

$$\begin{aligned} X_1 &= -X_{11} F_{21} + X_{12} F_{22} \\ &= -0.8729 \times 34.7140 + 0.1676 \times (-16.5145) = -33.0697 \text{ kN} \end{aligned}$$

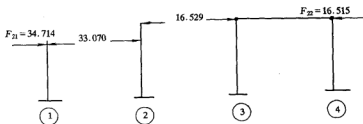


图 7-33 例 7-2 图: 第二振型的地震作用和内力

高跨横杆的内力为

$$\begin{aligned} X_2 &= -X_{21} F_{21} + X_{22} F_{22} \\ &= -0.2910 \times 34.7140 + 0.3892 \times (-16.5145) = -16.5292 \text{ kN} \end{aligned}$$

各柱的内力如下:

柱①: 柱①顶部的剪力为

$$V'_1 = 34.7140 - 33.0697 = 1.6443 \text{ kN}$$

柱①底部的弯矩为

$$M_1 = 1.6443 \times 8.5 = 13.9766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱②: 顶部剪力为

$$V'_{2b} = -16.5292 \text{ kN}$$

上柱底部的弯矩为

$$M'_{2b} = -16.5292 \times 3.7 = -61.158 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

下柱的剪力为

$$V_2 = -16.5292 + 33.0697 = 16.5405 \text{ kN}$$

下柱底部的弯矩为

$$M_2 = -16.5292 \times 12.5 + 33.0697 \times 8.5 = 74.4775 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱③: 柱顶剪力为

$$V'_3 = 0.5 \times (-16.5145 + 16.5292) = 0.007350 \text{ kN}$$

柱底弯矩为

$$M_3 = 0.00735 \times 12.5 = 0.09188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

柱④

$$V'_4 = V'_3$$

$$M_4 = M_3$$

(3) 各振型地震内力组合, 并乘以空间工作调整系数 0.9

$$V'_1 = \sqrt{12.6035^2 + 1.6443^2} \times 0.9 = 11.4393 \text{ kN}$$

$$V'_{2b} = \sqrt{21.8365^2 + (-16.5292)^2} \times 0.9 = 24.6483 \text{ kN}$$

$$V_2 = \sqrt{21.9111^2 + 16.5405^2} \times 0.9 = 24.7080 \text{ kN}$$

$$V'_3 = \sqrt{21.8745^2 + 0.007350^2} \times 0.9 = 19.6871 \text{ kN}$$

$$V'_4 = V'_3$$

$$M_1 = \sqrt{107.1298^2 + 13.9766^2} \times 0.9 = 97.2339 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_{2b} = \sqrt{80.795^2 + (-61.158)^2} \times 0.9 = 91.1986 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \sqrt{273.59^2 + 74.478^2} \times 0.9 = 255.1916 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = \sqrt{273.43^2 + 0.09188^2} \times 0.9 = 246.0870 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = M_3$$

根据以上, 可以做出柱的弯矩图如图 7-34 所示; 显然, 此图中不包括吊车桥架引起的弯矩。

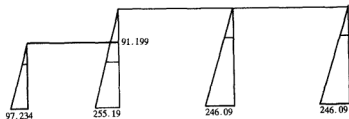


图 7-34 例 7-2 图: 柱弯矩图 (不包括吊车桥架引起的弯矩)

(4) 支承低跨屋盖牛腿处地震水平拉力

$$X_1 = \sqrt{0.07458^2 + 33.0697^2} = 33.070 \text{ kN}$$

(5) 吊车桥自重引起的水平地震作用与内力

此项地震作用与内力可取与例 7-1 相同的结果。

(6) 振型分解法与底部剪力法计算结果的比较

此项比较示于表 7-20。表中用于比较的内力不包括吊车桥架引起的内力。可见, 对于柱的弯矩和剪力, 两种方法的计算结果虽然相差不大, 但底部剪力法的结果普遍偏小, 这主要是因为底部剪力法的计算中, 取二自由度体系的等效重力荷载为  $0.85 \sum G_i$  的缘故。若取等效重力荷载为  $0.95 \sum G_i$ , 则底部剪力法的结果就很接近振型分解法的结果了。从表中还可看出, 对于支承低跨屋盖的牛腿处的地震水平拉力, 二者差别非常大; 可以说, 只有用振型分解法才能较准确地计算此拉力。

振型分解法与底部剪力法计算结果的比较

表 7-20

部位与内力		振型分解法	底部剪力法
柱①底	$V_1$ (kN)	11.439	10.228
	$M_1$ (kN·m)	97.234	86.938
柱②上柱底	$V_{2b}$ (kN)	24.648	22.370
	$M_{2b}$ (kN·m)	91.199	82.770
柱②底	$V_2$ (kN)	24.708	19.066
	$M_2$ (kN·m)	255.192	225.667
柱③底 (柱④同)	$V_3$ (kN)	19.687	17.484
	$M_3$ (kN·m)	246.087	218.553
支承低跨牛腿拉力	$X_1$ (kN)	33.070	3.5176

### 7.4.3 纵向抗震计算

【例 7-3】 两跨等高钢筋混凝土无檩屋盖厂房, 纵墙和山墙为外贴砖墙, 厂房主要尺寸如图 7-35 所示。屋盖自重为  $2.6 \text{ kN/m}^2$ , 雪荷载为  $0.30 \text{ kN/m}^2$ , 积灰荷载为  $0.30 \text{ kN/m}^2$ , 每根柱重  $57 \text{ kN}$ , 每根吊车梁重  $40 \text{ kN}$ 。每跨两台吊车, 每台吊车自重为  $182.3 \text{ kN}$ , 每柱间一片纵墙重  $130 \text{ kN}$ , 每跨一片山墙重  $990 \text{ kN}$ 。混凝土为 C25。厂房位于一区, II 类场地, 设计烈度为 8 度。试计算各柱列的纵向水平地震作用, 并验算柱间支撑截面。

【解】

(1) 各柱列的重力荷载代表值

为简化计算, 所有质量 (包括吊车梁和吊车桥架) 均经等效处理后集中于各柱列的柱顶标高处。

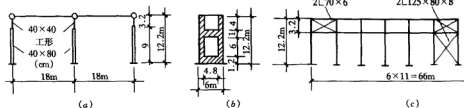


图 7-35 例 7-3 图：厂房尺寸

(a) 排架；(b) 纵墙；(c) 柱间支撑与纵向柱列

## 1) 计算结构的动力特性时

边柱列：

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 1.0 (G_{\text{屋盖}} + 0.5 G_{\text{雪}} + 0.5 G_{\text{积灰}}) + 0.25 (G_{\text{柱}} + G_{\text{横墙}}) + 0.35 G_{\text{纵墙}} \\
 &\quad + 0.5 (G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}}) \\
 &= 1.0 \times (2.6 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 66 \times 18/2 + 0.25 \times (57 \times 12 + 990 \\
 &\quad \times 2 \times 1/2) + 0.35 \times 130 \times 11 + 0.5 \times (40 \times 11 + 182.3 \times 2 \times 1/2) \\
 &= 1722.60 + 418.50 + 500.50 + 311.15 = 2952.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

中柱列：

$$G_2 = 1722.6 \times 2 + 0.25 \times (57 \times 12 + 990 \times 2) + 311.15 \times 2 = 4733.5 \text{ kN}$$

## 2) 计算结构的地震效应时

边柱列：

$$\begin{aligned}
 \bar{G}_1 &= 1.0 (G_{\text{屋盖}} + 0.5 G_{\text{雪}} + 0.5 G_{\text{积灰}}) + 0.5 (G_{\text{柱}} + G_{\text{横墙}}) + 0.7 G_{\text{纵墙}} \\
 &\quad + 0.75 (G_{\text{吊车梁}} + G_{\text{吊车桥}}) \\
 &= 1.0 \times (2.6 + 0.5 \times 0.3 + 0.5 \times 0.3) \times 66 \times 18/2 + 0.5 \times (57 \times 12 + 990 \\
 &\quad \times 2 \times 1/2) + 0.7 \times 130 \times 11 + 0.75 \times (40 \times 11 + 182.3 \times 2 \times 1/2) \\
 &= 1722.60 + 837.00 + 1001.00 + 466.73 = 4027.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

中柱列：

$$\bar{G}_2 = 1722.6 \times 2 + 0.5 \times (57 \times 12 + 990 \times 2) + 466.73 \times 2 = 5710.66 \text{ kN}$$

## (2) 各柱列的侧移刚度和屋盖的剪切刚度

## 1) 边柱列侧移刚度

## ① 柱

下柱工字形截面的换算面积取与上柱相同，即  $b \times h = 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 。根据式 (7-26)，可得

$$\Sigma K_c = 12\mu \frac{3EI_c}{H^3} = 12 \times 1.5 \times \frac{3 \times 2.8 \times 10^4 \times 400^4}{12 \times 12200^3} = 1776.36 \text{ kN/m}$$

## ② 柱间支撑

下柱柱间支撑一道, 斜杆长度为  $l_1 = \sqrt{9^2 + 5.6^2} = 10.6\text{m}$ , 其截面积  $A_1 = 15.99 \times 10^{-4} \times 2 = 31.98 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 3198\text{mm}^2$ , 回转半径  $i_1 = 40.1\text{mm}$ , 长细比  $\lambda_1 = 0.5 \times 10600/40.1 = 132.17$ , 轴心受压稳定系数  $\varphi_1 = 0.39$ 。

上柱柱间支撑三道, 斜杆长度为  $l_2 = \sqrt{3.2^2 + 5.6^2} = 6.45\text{m}$ , 其截面积  $A_2 = 8.16 \times 10^{-4} \times 2 \times 3 = 48.96 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 4896\text{mm}^2$ , 回转半径  $i_2 = 34.1\text{mm}$ , 长细比  $\lambda_2 = 0.5 \times 6450/34.1 = 94.57$ , 轴心受压稳定系数  $\varphi_2 = 0.60$ 。

由式 (7-34), 可得柱间支撑在柱顶处的侧移柔度为

$$\begin{aligned}\delta_b &= \frac{1}{EL^2} \left[ \frac{l_1^3}{(1 + \varphi_1) A_1} + \frac{l_2^3}{(1 + \varphi_2) A_2} \right] \\ &= \frac{1}{2.1 \times 10^8 \times 5.6^2} \\ &\quad \left[ \frac{10.6^3}{(1 + 0.39) \times 31.98 \times 10^{-4}} + \frac{6.45^3}{(1 + 0.60) \times 48.96 \times 10^{-4}} \right] \\ &= 0.000045886 = 4.5886 \times 10^{-5} \text{m/kN}\end{aligned}$$

所以, 柱间支撑在柱顶处的侧移刚度为

$$\Sigma K_b = 1/\delta_b = 21793 \text{kN/m}$$

### ③纵墙

由图 7-35 可知, 所有墙的厚度为  $t = 0.24\text{m}$ 。窗下墙有两段,  $H_1 = 1.2\text{m}$ ,  $H_3 = 1\text{m}$ ,  $B_1 = B_3 = 66\text{m}$ , 所以  $\rho_1 = H_1/B_1 = 1.2/66 = 0.01818$ ,  $\rho_3 = H_3/B_3 = 1/66 = 0.01515$ 。窗间墙沿高度有两段,  $H_2 = 6\text{m}$ ,  $H_4 = 4\text{m}$ ,  $B_2 = B_4 = 1.2\text{m}$ , 共 11 片,  $\rho_2 = H_2/B_2 = 6/1.2 = 5.0$ ,  $\rho_4 = H_4/B_4 = 4/1.2 = 3.333$ 。

对窗下墙只考虑剪切变形, 对窗间墙同时考虑剪切变形和弯曲变形, 由式 (7-27) 和式 (7-28), 得第一段墙的刚度为

$$K_1 = \frac{Et}{3\rho_1}$$

第三段墙的刚度为

$$K_3 = \frac{Et}{3\rho_3}$$

第二段墙的刚度为

$$K_2 = \frac{11Et}{\rho_2^3 + 3\rho_2}$$

第四段墙的刚度为

$$K_4 = \frac{11Et}{\rho_4^3 + 3\rho_4}$$

所以, 纵墙的总刚度为



$$\begin{aligned}
 \Sigma K_w &= \frac{1}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{K_i}} = \frac{1}{\frac{3\rho_1}{Et} + \frac{3\rho_3}{Et} + \frac{\rho_2^3 + 3\rho_2}{11Et} + \frac{\rho_4^3 + 3\rho_4}{11Et}} \\
 &= \frac{11Et}{33(\rho_1 + \rho_3) + 3(\rho_2 + \rho_4) + \rho_2^3 + \rho_4^3} \\
 &= \frac{11 \times 2.3 \times 10^6 \times 0.24}{33 \times (0.01818 + 0.01515) + 3 \times (5 + 3.333) + 5^3 + 3.333^3} \\
 &= 32276.4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

④边柱列总侧移刚度  $\bar{K}_1$ 

由式 (7-25), 可得砖墙刚度降低系数  $\psi_k = 0.4$ , 从而有

$$\begin{aligned}
 \bar{K}_1 &= \Sigma K_c + \Sigma K_b + \psi_k \Sigma K_w \\
 &= 1776.36 + 21793 + 0.4 \times 32276.4 = 36479.92 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) 中柱列侧移刚度  $\bar{K}_2$ 

$$\bar{K}_2 = \Sigma K_c + \Sigma K_b = 1776.36 + 21793 = 23569.36 \text{ kN/m}$$

## 3) 屋盖剪切刚度

由式 (7-38) 可得单跨内屋盖的纵向水平剪切刚度  $k$  为

$$k = k_0 \frac{L}{l} = 2 \times 10^4 \times \frac{66}{18} = 73333.33 \text{ kN}$$

## (3) 空间结构的动力特性

## 1) 结构的对称化处理

利用此结构的对称性, 取半边结构进行计算, 即得二质点体系, 如图 7-17 所示。在半边结构中, 中间质点的重力荷载代表值和中柱列的侧移刚度各取其原值的一半。

对半边结构, 中柱列的重力荷载代表值为

$$G_2 = \frac{1}{2} \times 4733.5 = 2366.75 \text{ kN}$$

中柱列的侧移刚度为

$$\bar{K}_2 = \frac{1}{2} \times 23569.36 = 11784.68 \text{ kN/m}$$

## 2) 结构的刚度与柔度矩阵

结构的刚度矩阵为

$$\begin{aligned}
 [K] &= \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{K}_1 + k & -k \\ -k & \bar{K}_2 + k \end{bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} 36480 + 73333 & -73333 \\ -73333 & 11785 + 73333 \end{bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} 109813 & -73333 \\ -73333 & 85118 \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$|K| = K_{11}K_{22} - K_{12}^2$$

$$= [10.9813 \times 8.5118 - (-7.3333)^2] \times 10^8 = 39.693 \times 10^8$$

结构的柔度矩阵为

$$\begin{aligned}
 [\delta] &= \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} = [K]^{-1} = \frac{1}{|K|} \begin{bmatrix} K_{22} & -K_{21} \\ -K_{12} & K_{11} \end{bmatrix} \\
 &= \frac{1}{39.693 \times 10^8} \begin{bmatrix} 8.5118 & 7.3333 \\ 7.3333 & 10.9813 \end{bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} 0.2144 & 0.1848 \\ 0.1848 & 0.2767 \end{bmatrix} \times 10^{-4} \text{ m/kN}
 \end{aligned}$$

3) 结构的自振周期、振型和振型参与系数

① 自振周期

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\omega_{1,2}^2} &= \frac{1}{2g} [(G_1\delta_{11} + G_2\delta_{22}) \pm \sqrt{(G_1\delta_{11} - G_2\delta_{22})^2 + 4G_1G_2\delta_{12}\delta_{21}}] \\
 &= \frac{1}{2 \times 9.81} [(2952.8 \times 0.2144 + 2366.8 \times 0.2767) \times 10^{-4} \pm \\
 &\quad \sqrt{(2952.8 \times 0.2144 - 2366.8 \times 0.2767)^2 \times 10^{-8} + 4 \times 2952.8 \times 2366.8 \times 0.1848^2 \times 10^{-8}}] \\
 &= 0.0065646 \pm 0.004981257
 \end{aligned}$$

所以,

$$\frac{1}{\omega_1^2} = 0.0065646 + 0.004981257 = 0.011546 \rightarrow \omega_1 = 9.3065/\text{s}$$

$$\frac{1}{\omega_2^2} = 0.0065646 - 0.004981257 = 0.001583 \rightarrow \omega_2 = 25.1339/\text{s}$$

第一、二自振周期分别为

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{9.3065} = 0.6751\text{s}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2\pi}{25.134} = 0.2500\text{s}$$

## ②振型

由式 (7-13), 得各振型幅值为

$$X_{11} = 1$$

$$\begin{aligned} X_{12} &= \frac{g - G_1 \delta_{11} \omega_1^2}{G_2 \delta_{12} \omega_1^2} \\ &= \frac{9.81 - 2952.8 \times 0.2144 \times 10^{-4} \times 9.3065^2}{2366.8 \times 0.1848 \times 10^{-4} \times 9.3065^2} = 1.1422 \end{aligned}$$

$$X_{21} = 1$$

$$\begin{aligned} X_{22} &= \frac{g - G_1 \delta_{11} \omega_2^2}{G_2 \delta_{12} \omega_2^2} \\ &= \frac{9.81 - 2952.8 \times 0.2144 \times 10^{-4} \times 25.134^2}{2366.8 \times 0.1848 \times 10^{-4} \times 25.134^2} = -1.0924 \end{aligned}$$

## ③振型参与系数

第一振型参与系数:

$$\gamma_1 = \frac{\sum G_i X_{1i}}{\sum G_i X_{1i}^2} = \frac{2952.8 \times 1 + 2366.8 \times 1.1422}{2952.8 \times 1 + 2366.8 \times 1.1422^2} = 0.9364$$

第二振型参与系数:

$$\gamma_2 = \frac{\sum G_i X_{2i}}{\sum G_i X_{2i}^2} = \frac{2952.8 \times 1 + 2366.8 \times (-1.0924)}{2952.8 \times 1 + 2366.8 \times (-1.0924)^2} = 0.06358$$

## (4) 空间结构各柱列柱顶处的纵向位移

## 1) 地震影响系数

II类场地, 一区, 可查得特征周期为 0.35s; 烈度为 8 度, 得  $\alpha_{\max} = 0.16$ 。

$$\text{从而 } \alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.6751} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.088583$$

$$\alpha_2 = \alpha_{\max} = 0.16$$

## 2) 地震作用

对于所取的半边结构, 计算地震效应时, 重力荷载代表值为

$$\bar{G}_1 = 4027.33\text{kN}$$

$$\bar{G}_2 = 0.5 \times 5710.66 = 2855.33\text{kN}$$

第一振型质点 1 的水平地震作用:

$$\begin{aligned}
 F_{11} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{11} \bar{G}_1 \\
 &= 0.08858 \times 0.9364 \times 1 \times 4027.3 = 334.05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

质点 2 的水平地震作用:

$$\begin{aligned}
 F_{12} &= \alpha_1 \gamma_1 X_{12} \bar{G}_2 \\
 &= 0.08858 \times 0.9364 \times 1.1422 \times 2855.3 = 270.51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

第二振型质点 1 的水平地震作用:

$$\begin{aligned}
 F_{21} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{21} \bar{G}_1 \\
 &= 0.16 \times 0.06358 \times 1 \times 4027.3 = 40.97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

质点 2 的水平地震作用:

$$\begin{aligned}
 F_{22} &= \alpha_2 \gamma_2 X_{22} \bar{G}_2 \\
 &= 0.16 \times 0.06358 \times (-1.0924) \times 2855.3 = -31.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 3) 柱列柱顶处位移

记  $\Delta_{ij}$  为第  $i$  振型第  $j$  质点的位移, 则有

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} \Delta_{11} & \Delta_{21} \\ \Delta_{12} & \Delta_{22} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} \\ \delta_{21} & \delta_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{11} & F_{21} \\ F_{12} & F_{22} \end{bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} 0.2144 & 0.1848 \\ 0.1848 & 0.2767 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 334.05 & 40.97 \\ 270.51 & -31.73 \end{bmatrix} \times 10^{-4} \\
 &= \begin{bmatrix} 121.61 & 2.9203 \\ 136.58 & -1.2084 \end{bmatrix} \times 10^{-4} \text{ m}
 \end{aligned}$$

各质点处总的地震作用下的位移为

$$\Delta_1 = \sqrt{\Delta_{11}^2 + \Delta_{21}^2} = \sqrt{121.61^2 + 2.9203^2} \times 10^{-4} = 121.65 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta_2 = \sqrt{\Delta_{12}^2 + \Delta_{22}^2} = \sqrt{136.58^2 + (-1.2084)^2} \times 10^{-4} = 136.59 \times 10^{-4} \text{ m}$$

可见, 位移主要来自第一振型的贡献。

### (5) 各柱列地震作用

此时回到整个结构 (非半边结构)。根据弹性结构力与位移的关系, 可得作用于各柱列 (分离体) 柱顶处的地震作用为

$$\{F\} = [\bar{K}] \{\Delta\}$$

即

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} \bar{F}_1 \\ \bar{F}_2 \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \bar{K}_1 & 0 \\ 0 & \bar{K}_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{Bmatrix} \\
 &= \begin{bmatrix} 36480 & 0 \\ 0 & 23569 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 121.65 \\ 136.59 \end{Bmatrix} \times 10^{-4}
 \end{aligned}$$

$$= \begin{Bmatrix} 443.78 \\ 321.93 \end{Bmatrix} \text{kN}$$

(6) 柱间支撑地震作用和截面验算

柱间支撑的地震作用为:

边柱列:

$$F_{b1} = \frac{\sum K_b}{\bar{K}_1} \bar{F}_1 = \frac{21793}{36480} \times 443.78 = 265.11 \text{kN}$$

$$F_{b2} = \frac{\sum K_b}{\bar{K}_2} \bar{F}_2 = \frac{21793}{23569} \times 321.93 = 297.67 \text{kN}$$

每柱列上柱柱间支撑有三道, 斜拉杆的总面积为  $A_2 = 4396 \text{mm}^2$ ,  $\varphi_2 = 0.60$ ; 下柱柱间支撑一道, 斜杆面积为  $A_1 = 3198 \text{mm}^2$ ,  $\varphi_1 = 0.39$ 。可见后者弱于前者, 故只验算下柱柱间支撑。

由  $\lambda_1 = 132.17$ , 可得受压杆卸载系数为

$$\psi_c = 0.6 + (0.5 - 0.6) \times (132.17 - 100) / (200 - 100) = 0.5678$$

斜杆轴向拉力设计值为

$$\begin{aligned} N &= \frac{l_1}{(1 + \varphi_1 \psi_c) L} V_b \\ &= \frac{10.6}{(1 + 0.39 \times 0.5678) \times 5.6} \times 297.67 \times 1.3 \\ &= 599.69 \text{kN} \end{aligned}$$

截面抗震承载力验算:

$$\frac{A_1 f}{\gamma_{RE}} = \frac{3198 \times 215}{0.85} = 808906 = 808.91 \text{kN} > N = 599.69 \text{kN}, \text{满足要求。}$$

**【例 7-4】** 条件和要求同例 7-3, 但用修正刚度法计算。

**【解】**

(1) 基本自振周期与地震影响系数

采用例 7-3 的有关结果, 可得等效总重力荷载  $G$ :

$$G = 2G_1 + G_2 = 2 \times 2952.75 + 4733.5 = 10639.00 \text{kN}$$

总刚度  $\bar{K}$ :

$$\bar{K} = 2\bar{K}_1 + \bar{K}_2 = 2 \times 36480 + 23569 = 96529 \text{kN/m}$$

由表 7-10, 可查得纵向周期修正系数  $\psi_T = 1.45$ 。故基本自振周期为

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{G}{\bar{K}}} = 2 \times 1.45 \times \sqrt{\frac{10639}{96529}} = 0.9628 \text{s}$$

按规范公式即式 (7-53) 计算, 有

$$\begin{aligned}
 T_1 &= 0.23 + 0.00025 \psi_1 l \sqrt{H^3} \\
 &= 0.23 + 0.00025 \times 1.0 \times 18 \times \sqrt{12.2^3} = 0.42176\text{s}
 \end{aligned}$$

上面两个结果差别较大。在设计时可取规范的结果，这样较偏于安全。此处取两个结果的平均值，即取

$$T_1 = (0.9628 + 0.4218) / 2 = 0.6923\text{s}$$

地震影响系数为

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.6923} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.086600$$

(2) 总地震作用  
等效总重力荷载

$$G_{eq} = 2 \bar{G}_1 + \bar{G}_2 = 2 \times 4027.33 + 5710.66 = 13765.32\text{kN}$$

总地震作用

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.0866 \times 13765.32 = 1192.08\text{kN}$$

(3) 各柱列的调整侧移刚度

各柱列的总侧移刚度  $K_i$  与例 7-3 相同，即  $K_i = \bar{K}_i$ 。柱列的调整侧移刚度按式 (7-57) 计算。

边柱列：由表 7-11 和表 7-12 可查得，围护墙影响系数  $\psi_3 = 0.85$ ， $\psi_4 = 1.0$ ，所以边柱列的调整侧移刚度为

$$K_{a1} = \psi_3 \psi_4 K_1 = 0.85 \times 1.0 \times 36480 = 31008\text{kN/m}$$

中柱列： $\psi_3 = 1.3$ ， $\psi_4 = 1.1$ ，所以

$$K_{a2} = \psi_3 \psi_4 K_2 = 1.3 \times 1.1 \times 23569 = 33703.7\text{kN/m}$$

(4) 各柱列的地震作用  
总调整刚度

$$\Sigma K_{ai} = 2 \times 31008 + 33704 = 95720\text{kN/m}$$

边柱列的地震作用

$$F_1 = \frac{K_{a1}}{\Sigma K_{ai}} F_{Ek} = \frac{31008}{95720} \times 1192.08 = 386.17\text{kN}$$

中柱列的地震作用

$$F_2 = \frac{K_{a2}}{\sum K_{ai}} F_{EK} = \frac{33704}{95720} \times 1192.08 = 419.74 \text{ kN}$$

(5) 柱间支撑截面验算

仍取中柱列的下柱柱间支撑进行验算。柱间支撑分配到的水平地震力为

$$F_b = \frac{\sum K_b}{K_2} F_2 = \frac{21793}{23569} \times 419.74 = 388.11 \text{ kN}$$

斜杆轴向拉力设计值为

$$\begin{aligned} N &= \frac{l_1}{(1 + \varphi_1 \psi_c) L} V_b \\ &= \frac{10.6}{(1 + 0.39 \times 0.5678) \times 5.6} \times 388.11 \times 1.3 \\ &= 781.89 \text{ kN} \end{aligned}$$

截面抗震承载力验算：

$$\frac{A_1 f}{\gamma_{RE}} = \frac{3198 \times 215}{0.85} = 808906 = 808.91 \text{ kN} > N = 781.89 \text{ kN}, \text{ 满足要求。}$$

注：此例中的基本周期若按式 (7-51) 计算，则得出的地震影响系数为

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.9628} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.064357$$

若按式 (7-53) 计算，则

$$\alpha_1 = \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left( \frac{0.35}{0.4218} \right)^{0.9} \times 0.16 = 0.135265$$

后者的地震作用是前者的 2.1 倍。而由式 (7-53) 得出的地震作用也是例 7-3 中按空间分析所得相应结果的 1.56 倍。因此，按规范公式 (7-53) 设计是很安全的；同时，若采用精细而可靠的模型进行分析，会得出更准确的结果和更经济的设计。

## 习 题

- 7.1 单层厂房主要有哪些地震破坏现象？
- 7.2 单层厂房质量集中的原则是什么？
- 7.3 “无吊车单层厂房有多少不同的屋盖标高，就有多少个集中质量”，这种说法对吗？
- 7.4 在什么情况下考虑吊车桥架的质量？为什么？
- 7.5 什么情况下可不进行厂房横向和纵向的截面抗震验算？

- 7.6 单层厂房横向抗震计算一般采用什么计算模型?
- 7.7 单层厂房横向抗震计算应考虑哪些因素进行内力调整?
- 7.8 单层厂房纵向抗震计算有哪些方法? 试简述各种方法的步骤与要点。
- 7.9 柱列法的适用条件是什么?
- 7.10 柱列的刚度如何计算? 其中用到哪些假定?
- 7.11 简述厂房柱间支撑的抗震设置要求。
- 7.12 为什么要控制柱间支撑交叉斜杆的最大长细比?
- 7.13 屋架(屋面梁)与柱顶的连接有哪些形式? 各有何特点?
- 7.14 墙与柱如何连接? 其中考虑了哪些因素?



## 第8章 隔震、减震与结构控制初步

### § 8.1 结构抗震设计思想的演化与发展

由震源产生的地震波，通过一定途径传递到建筑物所在场地，从而引起结构的地震反应。一般来说，建筑物的地震位移反应沿高度从下向上逐级加大，而地震内力则自上而下逐级增加。当建筑结构某些部分的地震力超过该部分所能承受的力时，结构将产生破坏。

在抗震设计的早期，人们曾企图将结构物设计为“刚性结构体系”。这种体系的结构地震反应接近地面地震运动，一般不发生结构强度破坏。但这样做的结果必然导致材料的浪费，诚如一位国际上著名的地震工程专家所说的那样：“为了满足我们的要求，人类所有财富可能都是不够的，大量的一般结构将成为碉堡。”作为刚性结构体系的对立体系，人们还设想了“柔性结构体系”，即通过大大减少结构物的刚性来避免结构与地面运动发生类共振，从而减轻地震力。但是，这种结构体系在地震动作用下结构位移过大，在较小的地震时即可能影响结构的正常使用，同时，将各类工程结构都设计为柔性结构体系也存在实践上的困难。长期的抗震工程实践证明：将一般结构物设计为“延性结构”是适宜的。通过适当控制结构物的刚度与强度，使结构构件在强烈地震时进入非弹性状态后仍具有较大的延性，从而可以通过塑性变形消耗地震能量，使结构物至少保证“坏而不倒”，这就是对“延性结构体系”的基本要求。在现代抗震设计中，实现延性结构体系的设计是工程师所追求的抗震基本目标。

然而，延性结构体系的结构，仍然是处于被动地抵御地震作用的地位。对于一般性建筑物，当遭遇相当基本烈度的地震袭击时，结构即可能进入非弹性破坏状态，从而导致建筑物装修与内部设备的破坏，造成巨大的经济损失。对于某些生命线工程（如电力、通讯部门的核心建筑），结构及内部设备的破坏可以导致生命线网络的瘫痪，所造成的损失更是难以估量。所以，随着现代化社会的发展，各种昂贵设备在建筑物内部配置的增加，延性结构体系的应用也有了一定的局限性。面对新的社会要求，各国地震工程学家一直在寻求新的结构抗震设计途径。以隔震、减震、制振技术为特色的结构控制设计理论与实践，便是这种努力的结果。

隔震是通过某种隔离装置，将地震动与结构隔开，以达到减小结构振动的目的。隔震方法主要有基底隔震和悬挂隔震等类型。

减震是通过采用一定的耗能装置或附加子结构,吸收或消耗地震传递给主体结构能量,从而减轻结构的振动。减震方法主要有耗能减震、吸振减震等类型。

狭义的制振技术又称结构主动控制。它是通过自动控制系统主动地给结构施加控制力,以期达到减小结构振动的目的。

目前,结构隔震技术已基本进入实用阶段,而对于减震与制振技术,则正处于研究、探索、部分应用于工程实践的时期。

## § 8.2 隔震原理与方法

### 8.2.1 隔震原理与分析模型

这里主要介绍基底隔震方法。基底隔震的基本思想是在结构物地面以上部分的底部设置隔震层,使之与固结于地基中的基础顶面分离开,从而限制地震动向结构物的传递。大量试验研究工作表明:合理的结构隔震设计,一般可使结构的水平地震加速度反应降低 60% 左右,从而可以有效地减轻结构的地震破坏,提高结构物的地震安全性。

隔震的技术原理可以用图 8-1 进一步深入阐明。图中所示为一般的地震反应谱。首先,隔震层通常具有较大的阻尼,从而使结构所受地震作用较非隔震结构有较大的衰减。其次,隔震层具有很小的侧移刚度,从而大大延长了结构物的周期,因而,结构加速度反应得到进一步降低(图 8-1a)。与此同时,结构位移反应在一定程度上有所增加(图 8-1b)。

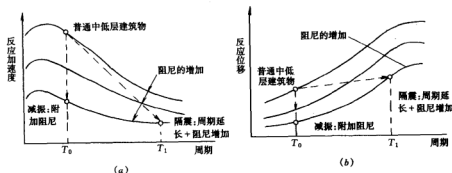


图 8-1 隔震原理

(a) 加速度反应谱; (b) 位移反应谱

鉴于上述原理,在进行基底隔震结构设计时应注意:

(1) 在满足必要的竖向承载力前提下,隔震装置的水平刚度应尽可能小,以

使结构周期尽可能远离地震动的优势周期范围;

(2) 保证在风作用下结构不致有太大的位移。为此,通常要求在隔震结构系统底部安装风稳定装置或用阻尼器与隔震装置联合构成基底隔震系统。

隔震建筑系统的动力分析模型可根据具体情况选用单质点模型、多质点模型,甚至空间分析模型。当上部结构侧移刚度远大于隔震层的水平刚度时,可以近似认为上部结构是一个刚体,从而将隔震结构简化为单质点模型进行分析,其动力平衡方程形式为

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + K_h x = -m\ddot{x}_g \quad (8-1)$$

式中  $m$ ——结构的总质量;

$C, K_h$ ——隔震层的阻尼系数和水平刚度;

$\ddot{x}, \dot{x}, x$ ——上部简化刚体相对于地面的加速度、速度与位移;

$\ddot{x}_g$ ——地面加速度时程。

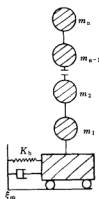


图 8-2 隔震结构  
计算简图

当要求分析上部结构的细部地震反应时,可以采用多质点模型或空间分析模型。这些模型可视为在常规结构分析模型底部加入隔震层简化模型的结果。例如,对于多质点模型,隔震层可用一个水平刚度为  $K_h$ , 阻尼系数为  $C$  的结构层简化之(图 8-2)。

其中,水平刚度计算式为,

$$K_h = \sum_{i=1}^N K_i \quad (8-2)$$

式中  $N$ ——隔震支座数量;

$K_i$ ——第  $i$  个隔震支座的水平刚度。

等效粘滞阻尼比计算式为,

$$\xi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N K_i \xi_i}{K_h} \quad (8-3)$$

式中  $\xi_i$ ——第  $i$  个隔震支座的等效粘滞阻尼比。

这样,就可以采用本书第 3 章所述的时程分析方法进行隔震结构系统的地震反应分析。显然,也可以采用反应谱方法进行隔震结构的地震反应分析,但这时采用的反应谱应是经过阻尼比调整后的反应谱曲线。

采用隔震装置的隔震结构,可以有效减低隔震层以上结构的水平地震作用。我国抗震规范采用水平向减震系数的概念来反映这一特点,且规定水平地震作用沿高度采用矩形分布,水平向地震影响系数最大值采用非隔震结构水平地震影响系数最大值与水平向减震系数的乘积。而水平向减震系数可根据结构隔震与非隔震两种情况下层间剪力的最大比值按表 8-1 确定。水平向减震系数不宜低于

0.25, 且隔震后结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在 6 度设防时的总水平地震作用。

层间剪力最大比值与水平向减震系数的对应关系

表 8-1

层间剪力最大比值	0.53	0.35	0.26	0.18
水平向减震系数	0.75	0.50	0.38	0.25

## 8.2.2 常用隔震装置

### 1. 橡胶支座隔震

橡胶支座是最常见的隔震装置。常见的橡胶支座分为钢板叠层橡胶支座、铅芯橡胶支座、石墨橡胶支座等类型。钢板叠层橡胶支座由橡胶片和薄钢板叠合而成 (图 8-3)。由于薄钢板对橡胶片的横向变形有限制作用, 因而使支座竖向刚度较纯橡胶支座大大增加。支座的橡胶层总厚度越小, 所能承受的竖向荷载越大。为了提高叠层橡胶支座的阻尼, 发明了铅芯橡胶支座 (图 8-4), 这种隔震支座在叠层橡胶支座中间钻孔灌入铅芯而成。铅芯可以提高支座大变形时的吸能能力。一般说来, 普通叠层橡胶支座内阻尼较小, 常需配合阻尼器一起使用, 而铅芯橡胶支座由于集隔震器与阻尼器于一身, 因而可以独立使用。在天然橡胶中加入石墨, 也可以大幅度提高橡胶支座的阻尼。



图 8-3 叠层橡胶支座

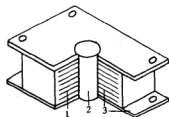


图 8-4 铅芯橡胶支座

1—橡胶; 2—铅芯; 3—钢片

通常使用的橡胶支座, 水平刚度是竖向刚度的 1% 左右, 且具有显著的非线性变形特征。当小变形时, 其刚度很大, 这对建筑结构的抗风性能有利。当大变形时, 橡胶的剪切刚度可下降至初始刚度的 1/5 ~ 1/4, 这就会进一步降低结构频率, 减少结构反应。当橡胶剪应变超过 50% 以后, 刚度又逐渐有所回升, 起到安全阀的作用, 对防止建筑的过量位移有好处。

橡胶支座隔震装置设计的关键是合理确定隔震支座承受的应力。我国建筑抗震设计规范规定: 隔震层各橡胶隔震支座, 考虑永久荷载和可变荷载组合的竖向平均压应力设计值不应超过表 8-2 的规定。在罕遇地震作用下, 不宜出现拉应

力。

橡胶隔震支座平均压应力限值

表 8-2

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
平均压应力 (MPa)	10	12	15

注: 1. 对需验算倾覆的结构, 平均压应力设计值应包括水平地震作用效应;

2. 对需进行竖向地震作用计算的结构, 平均压应力设计值应包括竖向地震作用效应;

3. 当橡胶支座的第二形状系数小于 5.0 时, 应降低平均压应力限值; 直径小于 300mm 的支座, 其平均压应力限值对丙类建筑为 12MPa。

隔震支座对应于罕遇地震水平剪力的水平位移, 应符合下列要求:

$$u_i \leq [u_i] \quad (8-4)$$

$$u_i = \beta_i u_c \quad (8-5)$$

式中  $u_i$ ——罕遇地震作用下, 第  $i$  个隔震支座考虑扭转的水平位移;

$[u_i]$ ——第  $i$  个隔震支座的水平位移限值; 对橡胶隔震支座, 不应超过该支座有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶层总厚度 3.0 倍二者的较小值;

$u_c$ ——罕遇地震下隔震层质心处或不考虑扭转的水平位移;

$\beta_i$ ——第  $i$  个隔震支座的扭转影响系数, 应取考虑扭转和不考虑扭转时  $i$  支座计算位移的比值; 当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时, 边支座的扭转影响系数不应小于 1.15。

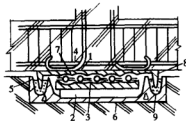


图 8-5 双排滚轴隔震装置

1—上部滚轴群; 2—下部滚轴群; 3—呈弧形沟槽的中间板; 4—钢制连接器; 5—销子; 6—底座; 7—盖板; 8—盖板向下突壁; 9—微粒子

## 2. 滚动隔震

滚动隔震主要有滚轴隔震和滚珠隔震两种。

图 8-5 为一滚轴隔震装置。在基础与上部结构之间设置上、下两层彼此垂直的滚轴, 滚轴在椭圆形的沟槽内滚动, 因而该装置具有自己复位的能力。

图 8-6 则为一滚珠隔震装置, 该装置是在一个直径为 50cm 的高光洁度的圆钢盘内, 安放 400 个直径为 0.97cm 的钢珠。钢珠用钢箍圈住, 不致散落, 上面再覆盖钢盘。该装置已用于墨西哥城内一座五层钢筋混凝土框架结构的学校建筑中, 安放在房屋底层柱脚和地下室柱顶之间。为保证不在风载下产生过大的水平位移, 在地下室采用了交叉钢拉杆风稳定装置。

一般说来, 采用滚动隔震装置时, 应注意安装有效的限位、复位机构, 以保证被隔震的结构物不致在地震作用下出现永久性变形。

### 3. 滑动支座隔震

这种隔震方法是在上部结构与基础之间设置可以相互滑动的滑板。风载或小地震时，静摩擦力使结构固结于基础之上。大震时，结构水平滑动，地震作用减小，滑板间摩擦阻尼同时消耗地震能量。

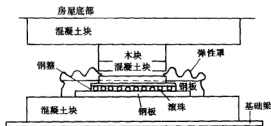


图 8-6 滚珠隔震装置

为控制滑板间的摩擦力以满

足隔震要求，通常在滑板间加设滑层。常用的滑层材料有聚氯乙烯板、砂粒、铅粒、滑石、石墨等。

### 4. 摇摆支座隔震

可摆动的支座也可起到隔震效果。如我国山西省的悬空寺，历史上经历多次大地震而仍完整无损。分析认为是其特有的支撑木柱起到了摆动隔震的作用。图 8-7 是一种摇摆支座隔震方案。该方案在杯形基础内设一个上、下两端有竖孔的双圆筒摇摆体。竖孔内穿预应力钢丝束并锚固在基础和上部盖板上，起到压紧摇摆体和提供复位力的作用。在摇摆体和基础壁之间填以沥青或散粒物，可为振动时提供阻尼。经试验证实，当地面加速度幅值达  $330\text{cm/s}^2$  时，被隔震房屋的加速度反应被降低到无隔震反应的  $1/3$  左右。

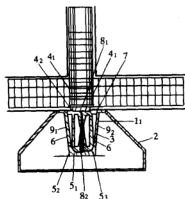


图 8-7 摇摆式隔震支座

1、1<sub>1</sub>—柱子；2—杯形基础；3—隔震支座；4<sub>1</sub>、4<sub>2</sub>—上部承台；5<sub>1</sub>、5<sub>2</sub>、5<sub>3</sub>—下部承台；6—摇摆体；7—预应力钢丝束；8<sub>1</sub>、8<sub>2</sub>—锚具；9<sub>1</sub>、9<sub>2</sub>—基础壁；10—粒状填充料

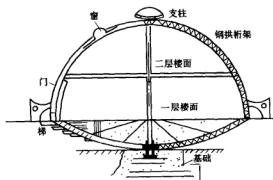


图 8-8 不倒翁式隔震房屋

图 8-8 是伊朗人设计的不倒翁式隔震房屋。该房屋顶面半径显著大于底面半

径,能起提供复位力的作用。

### § 8.3 减震原理与方法

隔震系统通过降低结构系统的固有频率、提高系统的阻尼来降低结构的加速度反应,从而大幅度降低了结构的地震内力,但这种设计方式也存在一些局限性,主要表现为隔震系统不宜用于软弱场地土和高层建筑结构。为此,人们进一步研究、开发了各类减震装置用于控制结构地震反应。下面,主要介绍耗能减震与吸振减震的基本原理和实用方法。

#### 8.3.1 耗能减震原理

耗能减震是通过采用耗能构件以消耗地震传递给结构的能量为目的的减震手段。

地震时,结构在任意时刻的能量方程为

$$E_t = E_s + E_f \quad (8-6)$$

式中  $E_t$ ——地震过程中输入给结构的能量;

$E_s$ ——结构主体自身的耗能;

$E_f$ ——附加耗能构件的耗能。

从能量的观点看,地震输入给结构的能量  $E_t$  是一定的,因此,耗能装置耗散的能量越多,则结构本身需要消耗的能量就越小,这意味着结构地震反应的降低。另一方面,从动力学的观点看,耗能装置的作用,相当于增大结构的阻尼,而结构阻尼的增大,必将使结构地震反应减小。

在风和小震作用下,耗能装置应具有较大的刚度,以保证结构的使用性能。在强烈地震作用时,耗能装置应率先进入非弹性状态,并大量消耗地震能量。试验表明,耗能装置可做到消耗地震总输入能量的 90% 以上。

耗能减震结构的地震反应分析可以采用本书第 3 章介绍的时程反应分析方法。在进行这一分析时,通常需要依赖耗能构件的试验数据,确立结构动力方程中的阻尼矩阵。一般,耗能部件附加给结构的有效阻尼比可按下式估算:

$$\zeta_a = W_c / (4\pi W_s) \quad (8-7)$$

式中  $\zeta_a$ ——耗能减震结构的附加有效阻尼比;

$W_c$ ——所有耗能部件在结构预期位移下往复一周所消耗的能量;

$W_s$ ——设置耗能部件的结构在预期位移下的总应变能。

耗能部件附加给结构的有效阻尼比超过 20% 时,宜按 20% 计算。耗能减震结构的刚度可以取为结构刚度和耗能部件刚度之和。

### 8.3.2 耗能减震装置

#### 1. 阻尼器

阻尼器通常安装在支撑处、框架与剪力墙的连接处、梁柱连接处以及上部结构与基础连接处等有相对变形或相对位移的地方。在基底隔震系统中，阻尼器常与隔震装置相配合使用。常用的阻尼器有以下几种：

##### (1) 活塞式油压阻尼器

如图 8-9 所示。这类阻尼器在机械工程中经常可以见到。由于油压的作用，其阻尼力按活塞速度的平方比例增大。

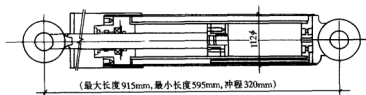


图 8-9 活塞式阻尼器

##### (2) 摩擦阻尼器

将几块钢板用高强螺栓连在一起，可做成摩擦阻尼器（图 8-10），通过调节高强螺栓的预应力，可调整钢板间摩擦力的大小。通过对钢板表面进行处理或加垫特殊摩擦材料，可以改善阻尼器的往复动摩擦性能。

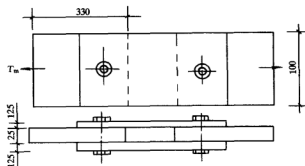


图 8-10 摩擦阻尼器

##### (3) 弹塑性阻尼器

低碳钢具有优良的塑性变形性能，可在超过屈服应变几十倍的塑性应变下往复变形数百次而不断裂。根据需要，可以将软钢板（棒）弯成各种形状做成阻尼器，如图 8-11 所示。

#### 2. 耗能支撑



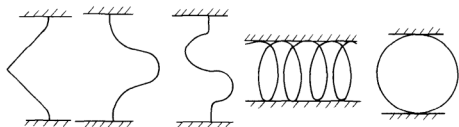


图 8-11 各种形状的软钢阻尼器

耗能支撑实质上是将各式阻尼器用在支撑系统上的耗能构件。

### (1) 耗能交叉支撑

在交叉支撑处利用弹塑性阻尼器的原理，可做成耗能交叉支撑，如图 8-12 所示。在支撑交叉处，通过钢框或钢环的塑性变形消耗地震能量。

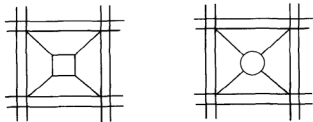


图 8-12 塑性耗能支撑

### (2) 摩擦耗能支撑

将高强度螺栓-钢板摩擦阻尼器用于支撑构件，可做成摩擦耗能支撑。图 8-13 是在支撑杆或节点板上开长圆孔的简单摩擦耗能支撑的节点做法。摩擦耗能支撑在风载或小震下不滑动，能像一般支撑一样提供很大的刚度。而在大震下支撑滑动，降低结构刚度，减小地震作用，同时通过支撑滑动摩擦消耗地震能量。

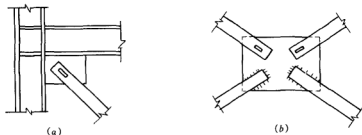


图 8-13 摩擦耗能支撑节点

### (3) 耗能偏心支撑

偏心支撑结构最早由美国 Popov 教授提出。其工作原理是通过支撑与梁段的塑性变形消耗地震能量。在风载或小震作用下，支撑不屈服，偏心支撑能提供很大的侧向刚度。在大震下，支撑及部分梁段屈服耗能，衰减地震反应。各类偏心支撑结构见于图 8-14。

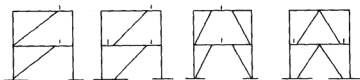


图 8-14 偏心支撑框架

### (4) 耗能隅撑

耗能隅撑是在耗能偏心支撑的基础上发展出来的（图 8-15）。隅撑两端刚接在梁、柱或基础上，普通支撑简支在隅撑的中部。与耗能偏心支撑相比，耗能隅撑有两个优点：其一，隅撑截面小，不是结构的主要构件，破坏后更换方便；其二，隅撑框架不限于梁柱刚接，梁柱可以铰接或半铰接。

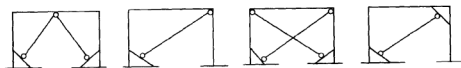


图 8-15 隅撑结构

## 3. 耗能墙

耗能墙实质上是将阻尼器或耗能材料用于墙体所形成的耗能构件或耗能子结构。

### (1) 周边耗能墙

在墙与框架连接的周边，可填粘性材料（图 8-16）。强烈地震时，墙周边出现非弹性缝并错动，消耗地震能量。

### (2) 摩擦耗能墙

预应力摩擦剪力墙以竖向预应力为手段，在墙顶面与梁底部接缝处做一条摩擦缝。地震作用时，通过摩擦缝的反复水平滑动消耗地震能量。

在竖缝剪力墙的竖缝中填以摩擦材料，也可形成摩擦耗能墙体。

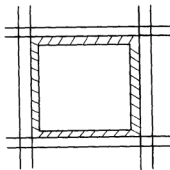


图 8-16 周边耗能墙

## 8.3.3 吸振减震原理

吸振是通过附加子结构使主结构的能量向子结构转移的减震方式。这类减震

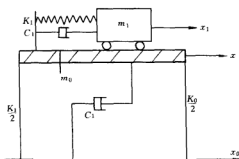


图 8-17 TMD 结构力学模型

系统的减震原理可由图 8-17 所示的力学模型承受谐和地面激励时的反应特征加以说明。

设图 8-17 中主体结构质量为  $m_0$ ，阻尼系数为  $C_0$ ，刚度为  $K_0$ ，附加子结构质量、阻尼系数、刚度分别为  $m_1$ 、 $C_1$ 、 $K_1$ ，则可列出如下运动平衡方程为：

$$m_0 \ddot{x} + C_0 \dot{x} + K_0 x - C_1 \dot{\nu} - K_1 \nu = -m_0 \ddot{x}_g \quad (8-8)$$

$$m_1 (\ddot{x} + \ddot{\nu}) + C_1 \dot{\nu} + K_1 \nu = -m_1 \ddot{x}_g \quad (8-9)$$

其中， $\nu = x_1 - x$ 。

当考虑简谐地面运动输入，并考虑无阻尼体系的反应特征时，经过一些数学推导，可以发现，当子结构的频率等于地面运动输入频率时，将会给出主结构振幅为零的结果。即，系统振动能量集中于子结构而使主体结构得到了保护。

实际的地震动含有多种频率分量，结构系统也必然是有阻尼系统，但在子结构频率接近或等于主体结构频率时，主体结构的地震反应总是可以得到一定程度的降低。图 8-18 表示一个按照随机振动原理的分析结果，图中  $R$  是一个主结构的振动控制频率参数，当  $R < 1$  时，表示具有减震效果。大量理论分析结果表明：主结构的阻尼比越小，吸振装置的减震作用越大；质量比增加，减震作用增大。

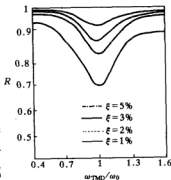


图 8-18 TMD 控制效率

## 8.3.4 吸振减震装置

## 1. 调频质量阻尼器 (TMD)

调频质量阻尼器 (TMD) 是常见的吸振减震装置。这种装置通常做成可滑动的质量块，可以安装在高耸结构或高层建筑的顶部，如图 8-19 所示。

TMD 已用于多个实际工程的减振设计。例如，1976 年建成的美国波士顿 60 层的 John Hancock 大楼，在 58 层上安装了两个重 300t 的 TMD 装置。每个装置由长、宽各为 5.1m、高 0.9m 的钢板箱中灌满铅组成，箱子可在 90m 长的钢板上滑

动。TMD 的弹性恢复力由弹簧提供, 阻尼由粘滞阻尼缸提供。

近年来的研究表明, TMD 比较适合于阻尼比较小的钢结构或桥梁结构的风振控制, 对于阻尼比较大的混凝土高层建筑结构的振动控制尤其是地震反应控制, 效果往往不太明显。

## 2. 调谐液体阻尼器 (TLD)

将装水的容器置于结构物上, 结构振动时, 水的荡晃亦形成一个调频质量阻尼器, 通常称这类装置为 TLD (图 8-20)。为了增大阻尼, 可在水平处设置一层筛网。

设计 TLD 时, 应尽量使水的振荡周期接近结构的固有周期。水的振荡频率公式为:

$$f = \sqrt{\frac{g}{2\pi L} \lg\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (8-10) \quad \text{图 8-19 支撑式 P-TMD}$$

式中  $L$ ——水面波的波长;

$h$ ——水深;

$g$ ——重力加速度。

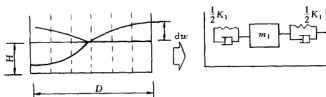


图 8-20 TLD

TLD 也已应用于多个实际工程中, 比较著名的有安装于日本横滨市的马林塔 (105m 高) 和长崎航空港的管制塔上的 TLD 装置, 经风振观测确有减振效果。

## § 8.4 结构主动控制初步

### 8.4.1 基本概念

主动控制是借鉴现代控制论思想而提出的一类振动控制方法, 其设想是利用外部能源, 在结构受地震激励而运动的过程中, 实时地施加控制力, 改变结构动力特性, 以减小结构地震反应。

主动控制体系一般由三部分组成:

(1) 传感器。安装在结构上, 测量结构所受外部激励及结构响应, 将测得的信息传送给控制系统中的处理器;

(2) 处理器。一般为计算机。用于依据给定的控制算法, 计算结构所需的控

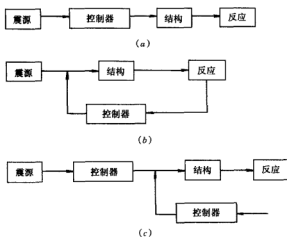


图 8-21 主动控制形式

制力，并将控制信息传送给控制系统中的制动器；

(3) 制动器。一般为加力装置。用于根据控制信息由外部能源提供结构所需的控制力。基本的控制系统可分为三种类型（图 8-21）：

(a) 开环控制：根据外部激励信息调整控制力；

(b) 闭环控制：根据结构反应信息调整控制力；

(c) 开闭环控制：根据外部激励和结构反应的综合信息调整控制力。

近年来研制的主动控制装置一般采用闭环控制原理进行设计。

### 8.4.2 控制原理

图 8-22 是主动控制结构（单自由度体系）的分析模型。

在地震动  $\ddot{x}_g$  作用下，结构产生相对位移  $x(t)$ ，根据地震动和结构反应信息，制动器对结构施加主动控制力  $\psi(t)$ 。因此，结构的运动方程为：

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -m\ddot{x}_g + u(t) \quad (8-11)$$

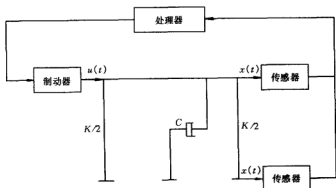


图 8-22 主动控制结构模型

式中  $u(t)$  是结构反应  $x$ 、 $\dot{x}$ 、 $\ddot{x}$  和地震动  $\ddot{x}_g$  的函数，可表示为

$$u(t) = -m_1\ddot{x} - C_1\dot{x} - K_1x + m_0\ddot{x}_g \quad (8-12)$$

其中  $m_1$ 、 $C_1$ 、 $K_1$ 、 $m_0$  为控制力参数，可以不随时间改变。

将式 (8-12) 代入式 (8-11) 可得，

$$(m + m_1) \ddot{x} + (C + C_1) \dot{x} + (K + K_1)x = -(m - m_0) \ddot{x}_g \quad (8-13)$$

由上式可知，对结构实施主动控制，相当于改变了结构动力特性，增大了结构刚度与阻尼、减小了地震作用，从而达到减震目的。

在式 (8-12) 表达的主动控制力中，若  $m_1 = C_1 = K_1 = 0$ ，则为开环控制；若  $m_0 = 0$ ，则为闭环控制；若  $m_1$ 、 $C_1$ 、 $K_1$  及  $m_0$  皆不为零，则为开闭环控制。在闭环控制中，若  $m_1 = C_1 = 0$ ，则称为主动可调刚度控制；如果  $m_1 = K_1 = 0$ ，则称为主动可调阻尼控制；类似地，若  $C_1 = K_1 = 0$ ，则是主动可调质量控制。

最佳的控制力参数，可采用一般控制理论方法确定。

### 8.4.3 结构主动控制装置

#### (1) 主动调频质量阻尼器 (ATMD)

这是在 TMD 基础上增加主动控制力而构成的减震装置。目前 ATMD 尚处于研制开发阶段，其应用集中于高层建筑与高耸结构。

#### (2) 主动拉索

主动拉索控制系统由连接在结构上的预应力钢拉索构成。在拉索上安装一套液压伺服系统。地震时，传感器把记录的结构反应信息传给液压伺服系统，系统根据一定规律对拉索施加控制力，使结构反应减小。

主动拉索控制系统的优点在于：(1) 施加控制力所需能量相对较小；(2) 拉索本身是结构的构件，不必对结构进行较大的改动。

## 习 题

- 8.1 试从结构抗震思想的演变探讨结构抗震的发展方向。
- 8.2 为什么硬土地基采用隔震措施较软土地基效果好？
- 8.3 阻尼耗能在结构减震中的应用范围有哪些？
- 8.4 TMD 会增大结构主体的地震反应吗？
- 8.5 主动控制有哪些优缺点？

附录 A 中国地震烈度表 (1980)

烈度	人的感觉	一般房屋		其他现象	参考物理指标	
		大多数房屋 震害程度	平均震害 指数		加速度, 水平向 ( $\text{cm/s}^2$ )	速度, 水平向 ( $\text{cm/s}$ )
一	无感					
二	室内个别静止中的人感觉					
三	室内少数静止中的人感觉	门、窗轻微作响		悬挂物微动		
四	室内多数人感觉 室外少数人感觉 少数人梦中惊醒	门、窗作响		悬挂物明显摆动, 器皿作响		
五	室内普遍感觉 室外多数人感觉 多数人梦中惊醒	门窗、屋顶、屋梁颤动作响, 灰土掉落, 抹灰出现微细裂缝		不稳定器物翻倒	31 (22 ~ 44)	3 (2 ~ 4)
六	惊慌失措, 仓皇逃出	损坏一个别砖瓦掉落、强体微细裂缝	0 ~ 0.1	河岸和松软土上出现裂缝; 饱和砂层出现喷砂冒水; 地面上有的砖烟囱轻度裂缝、掉头	63 (45 ~ 89)	6 (5 ~ 9)
七	大多数人仓皇逃出	轻度破坏一部破坏、开裂、但不妨碍使用	0.11 ~ 0.30	河岸出现塌方, 饱和砂层常见喷砂冒水; 松软土地裂缝较多; 大多数砖烟囱中等破坏	125 (90 ~ 177)	13 (10 ~ 18)

续表

烈度	人的感觉	一般房屋		其他现象	参考物理指标	
		大多数房屋 震害程度	平均震害 指数		加速度, 水平向 ( $\text{cm/s}^2$ )	速度, 水平向 ( $\text{cm/s}$ )
八	摇晃颠簸, 行走困难	中等破坏—结 构受损, 需要修 理	0.31 ~ 0.50	干硬土上亦 有裂缝; 大多 数砖烟囱严重 破坏	250 (178 ~ 353)	25 (19 ~ 35)
九	坐立不稳, 行动的人可能 摔跤	严重破坏—墙 体龟裂, 局部倒 塌, 修复困难	0.51 ~ 0.70	干硬土上有 许多地方出现 裂缝, 基岩上 可能出现裂缝; 滑坡、塌方常 见; 砖烟囱出 现倒塌	500 (354 ~ 707)	50 (36 ~ 71)
十	骑自行车的 人会摔倒; 处 不稳定状态的 人会摔出几尺 远, 有抛起感	倒塌—大部倒 塌, 不堪修复	0.71 ~ 0.90	山崩和地震 断裂出现, 基 岩上的拱桥破 坏; 大多数砖 烟囱从根部破 坏或倒毁	1000 (708 ~ 1414)	100 (72 ~ 141)
十一		毁灭	0.91 ~ 1.00	地震断裂延 续很长, 山崩 常见, 基岩上 拱桥破坏		
十二				地面剧烈变 化, 山河改观		

注: 1. 一~五度以地面上人的感觉为主; 六~十度以房屋震害为主, 人的感觉仅供参考; 十一、十二度以地表现象为主。十一、十二度的评定, 需要专门研究。

2. 一般房屋包括用木构架和土、石、砖墙构造的旧式房屋和单层的或数层的、未经抗震设计的新式砖房。对于质量特别差或特别好的房屋, 可根据具体情况, 对表列各烈度的震害程度和震害指数予以提高或降低。

3. 震害指数以房屋“完好”为 0, “毁灭”为 1, 中间按表列震害程度分级。平均震害指数指所有房屋的震害指数的总平均值而言, 可以用普查或抽查方法确定之。

4. 使用本表时可根据地区具体情况, 做出临时的补充规定。

5. 在农村可以自然村为主, 在城镇可以分区进行烈度的评定, 但面积以 1 平方公里左右为宜。

6. 烟囱指工业或取暖用的锅炉房烟囱。

7. 表中数量词的说明: 个别: 10% 以下; 少数: 10% ~ 50%; 多数: 50% ~ 70%; 大多数: 70% ~ 90%; 普遍: 90% 以上。



## 附录 B 我国主要城市和地区的 抗震设防烈度与地震分组

一、抗震设防烈度：9 度，设计基本地震加速度：0.40g

第一组：康定，西昌，东川，台中

第二组：澜沧，乌恰，塔什库尔干

二、抗震设防烈度：8 度，设计基本地震加速度：0.30g

第一组：海口，琼山，丽江，天水，海原

第二组：耿马，喀什，台北，桃园，台南，基隆

三、抗震设防烈度：8 度，设计基本地震加速度：0.20g

第一组：北京，唐山，太原，临汾，包头，呼和浩特，新乡，安阳，鹤壁，汕头，文昌，松潘，甘孜，大理，西安，银川，石嘴山，乌鲁木齐

第二组：腾冲，瑞丽，拉萨，兰州，武威，石河子，高雄，澎湖

第三组：伽师

四、抗震设防烈度：7 度，设计基本地震加速度：0.15g

第一组：天津，邯郸，大同，赤峰，营口，丹东，扬州，镇江，厦门，漳州，临沂，潍坊，郑州，常德，咸阳，宝鸡，玉门，酒泉，祁连，香港

第二组：泉州，个旧，楚雄，江孜，岷县

第三组：平凉

五、抗震设防烈度：7 度，设计基本地震加速度：0.10g

第一组：上海，石家庄，保定，张家口，沧州，邢台，长治，阳泉，沈阳，鞍山，大连，辽阳，抚顺，盘锦，长春，吉林，南京，淮安，徐州，常州，泰州，舟山，合肥，蚌埠，阜阳，淮南，六安，安庆，福州，烟台，枣庄，淄博，莱芜，洛阳，焦作，开封，南阳，岳阳，广州，深圳，湛江，珠海，佛山，江门，成都，乐山，自贡，宜宾，德钦，安康，张掖，吐鲁番，哈密，澳门

第二组：秦皇岛，莆田，东营，攀枝花，昭通，昌都，铜川，敦煌，西宁，克拉玛依

第三组：连云港

六、抗震设防烈度：6 度，设计基本地震加速度：0.05g

第一组：重庆，本溪，阜新，锦州，葫芦岛，四平，辽源，哈尔滨，齐齐哈尔

尔、大庆,鹤岗,牡丹江,鸡西,佳木斯,七台河,伊春,南通,无锡,苏州,杭州,宁波,嘉兴,温州,铜陵,芜湖,马鞍山,滁州,三明,南平,龙岩,南昌,九江,商丘,信阳,漯河,平顶山,周口,驻马店,武汉,荆州,襄樊,十堰,宜昌,黄石,恩施,咸宁,麻城,黄冈,鄂州,孝感,长沙,益阳,张家界,郴州,邵阳,韶关,肇庆,南宁,桂林,柳州,梧州,钦州,贵港,防城港,北海,三亚,泸州,内江,德阳,达县,万源,贵阳,延安

第二组:承德,济南,青岛,泰安,济宁,绵阳,汉中

第三组:广元

## 参 考 文 献

- [1] Emilio Rosenbueh. Design of Earthquake Resistant Structures. Pentech Press Ltd, 1980
- [2] 北京建筑工程学院, 南京工学院合编. 《建筑结构抗震设计》. 地震出版社, 1981
- [3] 同济大学《多层及高层房屋结构设计》编写组. 《多层及高层房屋结构设计》(下册), 上海科学技术出版社, 1982
- [4] 翁义军等. 房屋结构抗震设计. 北京: 地震出版社, 1990
- [5] 丰定国、王清敏、钱国芳编. 抗震结构设计. 北京: 地震出版社, 1990
- [6] 郭继武编. 建筑抗震设计. 北京: 高等教育出版社, 1990
- [7] 李培林建筑抗震与结构选型构造. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990
- [8] 中国建筑科学研究院主编. 混凝土结构设计规范 (GBJ10—89) 条文说明. 沈阳: 辽宁科学技术出版社, 1990
- [9] 赵琳, 陈凤杨主编. 工程建筑抗震. 南京: 东南大学出版社, 1991
- [10] 中华人民共和国行业标准. 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程 (JGJ3—91). 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
- [11] 方鄂华. 多层及高层建筑结构设计. 北京: 地震出版社, 1992
- [12] 许琪楼、李杰、李国强编著. 建筑结构抗震设计. 郑州: 河南科学技术出版社, 1992
- [13] 李杰著. 地震灾害预测与防灾规划. 郑州: 河南科学技术出版社, 1992
- [14] 李杰、李国强编著. 地震工程学导论. 北京: 地震出版社, 1992
- [15] 朱伯龙, 张琨琨主编. 建筑结构抗震设计原理. 上海: 同济大学出版社, 1994
- [16] 高振世、朱继澄、唐九如、何达编著. 建筑结构抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [17] 吕西林, 周德源, 李思明编著. 房屋结构抗震设计理论与实例. 上海: 同济大学出版社, 1995
- [18] 赵西安. 钢筋混凝土高层建筑结构设计 (第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [19] 张相庭编著. 高层建筑抗风抗震设计计算. 上海: 同济大学出版社, 1997
- [20] 建设部执业资格注册中心编. 一级注册结构工程师专业考试复习教程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [21] T. 鲍雷, M.J.N. 普里斯特利, 戴瑞同、陈世鸣、林宗凡等译. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [22] 周克荣, 顾祥林, 苏小卒编著. 混凝土结构设计. 上海: 同济大学出版社, 2001
- [23] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 (GB50011—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [24] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范 (GB50010—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [25] <http://www.eeri.org>